

CONSIDERAÇÕES SOBRE ENSAIOS TRIAXIAIS EM AREIAS

WALDYR LOPES DE OLIVEIRA FILHO

TESE SUBMETIDA AO CORPO DOCENTE DA COORDENAÇÃO DOS PROGRAMAS DE PÓS-GRADUAÇÃO DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO DE JANEIRO COMO PARTE DOS REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE MESTRE EM CIÊNCIAS (M.Sc.) EM ENGENHARIA CIVIL.

Aprovada por:



PROF. MÁRCIO DE SOUZA SOARES DE ALMEIDA

(Presidente)



PROF. WILLY ALVARENGA LACERDA



PROF. TÁCIO MAURO PEREIRA DE CAMPOS



PROF. IAN SCHUMANN MARQUES MARTINS

Rio de Janeiro, RJ - Brasil

Outubro de 1987

OLIVEIRA FILHO, WALDYR LOPES DE

Considerações sobre Ensaaios Triaxiais em Areias (Rio de Janeiro) 1987.

XIX, 266 p. 29,7 cm (COPPE/UFRJ, M.Sc., Engenharia Civil, 1987).

Tese - Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE.

1. Ensaaios Triaxiais 2. Areias I. COPPE/UFRJ
II. Título (série).

A meus Pais
Waldyr e Ruth
A Valéria, Djebel e
Helôísa Maria.

AGRADECIMENTOS

Ao professor Ian Schumann Marques Martins pela amizade, orientação e participação sempre atuante em todas etapas desta pesquisa.

Ao professor Márcio de Souza Soares de Almeida pela disponibilidade, orientação e incentivo na condução deste trabalho.

Ao professor Willy Alvarenga Lacerda pelos ensinamentos recebidos sobre a resistência ao cisalhamento dos solos.

Ao professor Tácio Mauro Pereira de Campos pela disponibilidade em participar desta banca examinadora.

Aos docentes do Programa de Engenharia Civil da COPPE/UFRJ, área de Mecânica dos Solos, pela amizade e ensinamentos recebidos.

Ao professor Maurício Erlich pela atenção e amizade sempre demonstradas.

À CAPES, pelo apoio financeiro.

Aos docentes do curso de Engenharia Civil da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, especialmente aos professores Carlos Souza Pinto, Paulo Neme e Giorgio Brighetti pelas brilhantes aulas recebidas e incentivo.

Ao professor Georg Robert Sadowski do Colégio Técnico de Aerofotogrametria que primeiro me despertou para a Engenharia de Solos.

Aos colegas da COPPE, Jaime Cabral, Osvaldo Fonseca , Roberto Medeiros, Romero Cesar Gomes, Amaro Lins e tantos ou tros que tornaram tão grata a passagem por essa Instituição.

Aos funcionários do Laboratório de Solos, Antônio Jor ge, Sérgio, Álvaro, Hércio, Naelson, Fátima, Sr. Roberto, Luís, Sr. Demétrius e Gilson, pelo grande apoio a parte experimental e a amizade de que fui objeto.

Aos colegas da Internacional de Engenharia S.A. e em especial a Manuel de Almeida Martins pela compreensão, incenti vo e facilidades recebidas para a conclusão desse trabalho.

Àquelas que trabalharam na datilografia, Eliane e Al zira, pelo competente trabalho e também a Miracy Souza pela sua devotada colaboração.

Àqueles que confeccionaram os desenhos, Jair e Gon tran, pela qualidade e atenção demonstradas, e também ao proje^{ta} tista Oscar pelo atendimento recebido.

À Ronald Top na pessoa do Sr. Eddyr pela qualidade e atendimento recebidos na construção de algumas peças experimen^{ta} tais.

A todas outras pessoas e amigos que colaboraram de uma maneira ou de outra para que este trabalho chegasse ao seu ter mo.

RESUMO DA TESE APRESENTADA À COPPE/UFRJ COMO PARTE
DOS REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO
GRAU DE MESTRE EM CIÊNCIAS (M.Sc.)

CONSIDERAÇÕES SOBRE ENSAIOS TRIAXIAIS EM AREIAS

WALDYR LOPES DE OLIVEIRA FILHO

Outubro de 1987

Orientador: Prof. Márcio de Souza Soares de Almeida

Programa: Engenharia Civil

Apresenta-se inicialmente neste trabalho o "estado da arte" sobre as técnicas de ensaios triaxiais drenados em areias.

Faz-se, também, um estudo sobre um novo método de preparação de corpos de prova utilizando-se a pluviação onde se tem um controle da compacidade do corpo de prova.

Estuda-se, a seguir, com sucesso uma técnica simplificada para saturação dos corpos de prova consistindo de uma percolação inicial (com água), com baixos gradientes, com a amostra fora da célula triaxial, submetendo-se-a posteriormente à contra-pressão.

É feito, também, um estudo sobre a influência das condições das extremidades do corpo de prova sobre as características tensão-deformação-resistência. Isto é feito a partir do uso de membranas de látex lubrificadas com graxa de silicone , colocadas no topo e na base dos corpos de prova.

Finalmente, faz-se uma breve análise dos resultados obtidos à luz das abordagens tradicional e da teoria dos estados críticos.

ABSTRACT OF THESIS PRESENTED TO COPPE/UFRJ AS PARCIAL
FULFILLMENT OF THE REQUIREMENTS OF THE DEGREE OF
MASTER OF SCIENCE (M.Sc.)

CONSIDERATIONS ABOUT TRIAXIAL TESTING ON SANDS

WALDYR LOPES DE OLIVEIRA FILHO

Outubro, 1987

Chairman: Prof. Márcio de Souza Soares de Almeida

Department: Civil Engineering

This work iniciates with presentation of a state of the art on testing techniques employed in drained triaxial tests on sands.

A study of a new method of specimen preparation using pluviation, where the unit weight of the sample can be previously specified, is also presented.

In addition, a simplified saturation technique in which the specimens were submitted, outside the triaxial cell, to a low gradient seepage water, followed by an application of back-pressure, is also tested with success.

The influence of the free-ends condition on the stress-strain-strength relationship is subsequently investigated through the use of lubricated rubber membranes placed on top and bottom of the specimen.

Finally, a brief analysis of the results is made in the light of both the traditional and the critical state approaches.

ÍNDICE

CAPÍTULO I - INTRODUÇÃO	01
CAPÍTULO II - REVISÃO BIBLIOGRÁFICA DO COMPORTAMENTO DE SOLOS GRANULARES	05
II.1 - Principais Fatores que Influem no Comportamento dos Solos Granulares	05
II.1.1 - Introdução	05
II.1.2 - Influência das Propriedades da Natureza do Solo	06
II.1.2.1 - Índice de Vazios Inicial ou Densidade de Relativa .	06
II.1.2.2 - Tamanho dos Grãos	08
II.1.2.3 - Distribuição Granulométrica	09
II.1.2.4 - Formato dos Grãos	11
II.1.2.5 - Resistência dos Grãos ...	11
II.1.2.6 - "FABRIC" e História de Tensões	12
II.1.3 - Influência das Propriedades de Estado do Solo	12
II.1.3.1 - Tensão Confinante	12
II.1.3.2 - Tensão Principal Intermediária	18
II.1.3.3 - Rotação das Direções Principais	21
II.1.3.4 - Caminho de Tensões	23

II.2 - Modelo da Mecânica dos Solos Tradicional Aplicados a Materiais Granulares	26
II.2.1 - Introdução	26
II.2.2 - O Fenômeno do Atrito e a Resistência ao Cisalhamento .	26
II.2.3 - Dilatância	27
II.2.4 - Índice de Vazios Crítico ..	29
II.2.5 - Componentes da Resistência ao Cisalhamento	32
II.2.6 - Envoltória de Mohr-Coulomb.	37
II.2.7 - Escolha do Ângulo de Resistência ao Cisalhamento Drenado para a Prática de Engenharia	39
II.2.8 - Correções da Resistência ao Cisalhamento Medida	40
II.2.8.1 - Correção de Dilatância ..	40
II.2.8.2 - Efeitos de Penetração de Membrana	41
II.2.8.3 - Atrito do Pistão	43
II.2.8.4 - Resistência da Membrana .	44
II.3 - Modelo da Mecânica dos Solos dos Estados Críticos Aplicado às Areias. Características Gerais	45
II.3.1 - Introdução	45
II.3.2 - Compressão Isotrópica de Areia	45

II.3.3 - Linha do Estado Crítico	48
II.3.4 - Domínios "SECO" ("DRY SIDE") e "ÚMIDO" ("WET SIDE") da Li <u>nh</u> a dos Estados Críticos ...	53
II.3.5 - Normalização do Comportamen <u>t</u> o da Areia	58
II.3.6 - Superfícies de Estado	61
II.3.7 - Deformações Plásticas e Elás <u>t</u> icas	63
CAPÍTULO III - REVISÃO BIBLIOGRÁFICA DAS TÉCNICAS PRINCIPALIS DE ENSAIO EM LABORATÓRIO COM MATERIAIS GRANULARES	
III.1-Preparação de Amostras	64
III.1.1 - Introdução. Amostras Reconstituídas	64
III.1.2 - Descrição dos Métodos Usuais	64
III.1.2.1 - Introdução	64
III.1.2.2 - Pluviação no Ar ("Pluviation")	66
III.1.2.3 - Pluviação na Água ou Sedimentação	66
III.1.2.4 - Compactação com o Uso de Soquete ("Tamping")	66
III.1.2.5 - Compactação com Auxílio de uma Haste ("Rodding").	67
III.1.2.6 - Compactação por Meio de Golpes na Parede Lateral do Molde ("Tapping")	67

III.1.2.7 - Compactação com Uso de um Vibrador ("Vibration").	68
III.1.2.8 - Variantes	68
III.1.3 - Influência do Método de Preparação sobre os Resultados do Ensaio	70
III.1.3.1 - Evidência Experimental .	70
III.1.3.2 - Importância do Arranjo dos Grãos ("Fabric")....	71
III.1.3.3 - História de Tensões e Deformações (História de Moldagem)	73
III.1.4 - Simulação das Condições de Campo Versus Método de Preparação dos Corpos de Prova	76
III.1.4.1 - Introdução	76
III.1.4.2 - Solos Sedimentares	77
III.1.4.3 - Solos com "Fabric" Artificiais	78
III.1.5 - Limitações e Qualidades dos Métodos de Preparação de Amostras	78
III.1.5.1 - Intervalo de Valores de Densidade Relativas	78
III.1.5.2 - Uniformidade	79
III.1.5.3 - Reprodutividade	80
III.1.5.4 - Mineralogia	81

III.1.5.5 - Granulometria	81
III.2 - Saturação de Corpos de Prova	82
III.2.1 - Técnicas de Saturação	82
III.2.1.1 - Introdução	82
III.2.1.2 - Água de Saturação	82
III.2.1.3 - Percolação	83
III.2.1.4 - Pressão Negativa ("Vácuo")	84
III.2.1.5 - Contra-Pressão	85
III.2.1.6 - Técnica Mista, Aplicação de Pressão Negativa + Per colação	87
III.2.1.7 - Técnica Mista, Percola- ção + Contra-Pressão ...	87
III.2.1.8 - Técnica Mista, Percola ção de CO ₂ + Percolação de Água + Contra-Pressão.	88
III.2.1.9 - Técnica Mista, Aplicação de Pressão Negativa + Percolação + Contra-Pres são	89
III.2.1.10 - Fundamentação Teórica da Técnica de Contra-Pres são	90
III.2.2 - Critérios para Avaliação da Saturação Completa	95
III.2.2.1 - Introdução	95

III.2.2.2 - Avaliação da Saturaçã <u>o</u> Utilizando o Teste do Pa râmetro B de Skempton (68)	95
III.2.2.3 - Avaliação da Saturaçã <u>o</u> Completa pelo Método da Propagaçã <u>o</u> de Ondas.....	101
III.2.3 - Possibilidade de Aceitaçã <u>o</u> de um Grau de Saturaçã <u>o</u> In ferior a 100%	102
III.2.3.1 - Introduçã <u>o</u>	102
III.2.3.2 - Relaçã <u>o</u> B Versus S	103
III.2.3.3 - Casos de Saturaçã <u>o</u> Infe rior a 100%	104
III.3 - Extremidades Lubrificadas	106
III.3.1 - Introduçã <u>o</u> : Atrito como Fonte de Desuniformidades de Tensões e Deformaçõ <u>e</u> s..	106
III.3.2 - O Caso Triaxial	106
III.3.3 - Comportamento Tensã <u>o</u> -Defor maçã <u>o</u> Pré e Pós-Pico	110
III.3.4 - A Relaçã <u>o</u> Altura/Diâmetro (H/D) Adequada, Soluçã <u>o</u> pa ra Pequenas Deformaçõ <u>e</u> s ..	111
III.3.5 - Grandes Deformaçõ <u>e</u> s ou Com portamento Pós-Pico, Princi pal Critica aos Ensaio <u>s</u> Triaxiais Convencionais ..	111

III.3.6 - Extremidades Lubrificadas	
("Free Ends")	114
III.3.6.1 - Solução para Grandes De	
formações	114
III.3.6.2 - Aperfeiçoamento da Têc	
nica	114
III.3.7 - Dificuldades do Uso de	
Extremidades Lubrificadas	117
III.3.7.1 - Relação H/D. Problemas	
de Homogenidade e de Es	
tabilidade	117
III.3.7.2 - Erro de Acabamento ("Bed	
ding Error")	119
III.3.8 - Avaliação Final	120
 CAPÍTULO IV - EQUIPAMENTOS E TÉCNICAS EXPERIMENTAIS UTILI	
ZADAS	123
IV.1 - Solo Ensaiado	123
IV.1.1 - Descrição	123
IV.1.2 - Propriedades - Índice	124
IV.1.2.1 - Densidade Real dos Grãos.	124
IV.1.2.2 - Índice de Vazios Mínimo	
(e_{\min})	124
IV.1.2.3 - Índice de Vazios Máximo	
(e_{\max})	125
IV.2 - Equipamentos e Dispositivos	125
IV.2.1 - Chuveiro.....	125
IV.2.2 - Molde Quadripartido	127

IV.2.3 - Pedestal e "Top-Cap" Alar	
gados	128
IV.2.3.1 - Pedestal	128
IV.2.3.2 - "Top-Cap" Alargado	129
IV.2.4 - Colarinho	129
IV.2.5 - Sapata de Aplicação de	
Cargas	129
IV.2.6 - Trompa de "Vácuo"	130
IV.2.7 - Kitassato	130
IV.2.8 - Outros Equipamentos	130
IV.2.8.1 - Célula Triaxial	131
IV.2.8.2 - Sistema de Aplicação de	
Pressões Confinantes ..	131
IV.2.8.3 - Prensa para Aplicação	
da Carga Axial	131
IV.2.8.4 - Células de Carga Exter-	
nas	131
IV.2.8.5 - Célula de Carga Interna	132
IV.2.8.6 - Transdutores de Pressão	132
IV.2.8.7 - Extensores Mecânicos ..	132
IV.2.8.8 - Buretas Graduadas	132
IV.2.8.9 - Sistema de Alta Pressão	133
IV.3 - Ensaios Preliminares	133
IV.3.1 - Introdução	133
IV.3.2 - Método de Preparação de	
Amostras	133
IV.3.2.1 - MSP ou "Chuveiro"	134

IV.3.2.2 - O Método do Frasco ("Fask Method")	134
IV.3.3 - Molde para Corpos de Prova de Areia	135
IV.3.4 - Saturação Inicial	137
IV.3.5 - Saturação Final e o Parâmetro B de Skempton (68) ..	139
IV.3.6 - Extremidades Lubrificadas ("Free Ends")	141
IV.3.7 - Outros Aspectos	144
IV.3.7.1 - Velocidade de Ensaio ..	144
IV.3.7.2 - Dimensões do Corpo de Prova	144
IV.3.7.3 - Índice de Vazios Inicial	145
IV.3.7.4 - Solo para Ensaio	145
IV.3.7.5 - Substituição da Pedra Porosa Central	146
IV.3.7.6 - Água Deaerada	146
IV.3.7.7 - Célula de Carga	147
IV.3.7.8 - Membranas de Látex	148
IV.4 - Metodologia Adotada	149
IV.4.1 - Cuidados Iniciais	149
IV.4.2 - Rotina do Ensaio	151
IV.4.3 - Comentários Finais	157

CAPÍTULO V - APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS	159
---	-----

V.1 - Densidade dos Corpos de Prova Prepa	
---	--

rados com o Dispositivo de Pluviação	
no Ar Chamado "Chuveiro"	159
V.1.1 - Medições Preliminares	159
V.1.2 - Determinação dos Índices de	
Vazios Máximo e Mínimo	161
V.1.2.1 - Índice de Vazios Máximo ..	161
V.1.2.2 - Índice de Vazios Mínimo ..	162
V.1.3 - Determinação de Densidade Re	
lativa Vutilizando o Proces	
so de Pluviação no Ar	163
V.1.4 - Análise dos Resultados do	
Processo de Moldagem por Chu	
veiramento	164
V.1.5 - Comparação entre as "Densida	
des Relativas Máximas" Obti	
das por Chuveiramento e Ou	
tros Métodos	169
V.2 - Relação do Parâmetro B de Poro-Pres	
são Versus Grau de Saturação	171
V.3 - Desempenho no Uso de Extremidades Lu	
brificadas	175
V.3.1 - Introdução	175
V.3.2 - Comparação das Resistências	
Obtidas em Ensaios Convencio	
nais e com Extremidades Lu	
brificadas	175
V.3.2.1 - Efeito da Relação Altura/	
Diâmetro (A vs. C)	176

V.3.2.2 - Efeito da Lubrificação das Extremidades (C vs. D) ...	177
V.3.2.3 - Efeito da Lubrificação das Extremidades e o Efeito da Relação Altura/Diâmetro (B vs. D)	178
V.3.3 - Eficiência do Uso de Extremi <u>d</u> ades Lubrificadas para o Es <u>t</u> udo do Comportamento Pós- Pico ou a Grandes Deformações.	179
V.3.4 - Estudo da Configuração de Ruptura e Formato do Corpo de Prova ao Final do Ensaio.	182
V.3.4.1 - Forma de Ruptura	182
V.3.4.2 - Análise das Configurações de Final de Ensaio	185
V.4 - Resultados do Uso da Metodologia De <u>s</u> envolvida Aplicada a Ensaio <u>s</u> Tria <u>x</u> iais Drenados	189
V.4.1 - Programa de Ensaio <u>s</u>	189
V.4.2 - Interpretação dos Resultados Segundo a Mecânica dos Solos Tradicional	191
V.4.2.1 - Características de Compor <u>t</u> amento de Amostras Fofas e Compactas	191
V.4.2.2 - Influência da Tensão Confi <u>n</u> ante	194

V.4.2.3 - Envoltórias de MOHR	202
V.4.2.4 - Tensão Confinante Crítica .	206
V.4.3 - Aplicação do Modelo Simplifi- cado do Estado Crítico aos Re- sultados dos Ensaios Realiza- dos	207
V.4.3.1 - Pesquisa dos Parâmetros do Modelo do Estado Crítico ..	207
V.4.3.2 - Estudo da Curva de Adensa- mento Isotrópico (NCL)	209
V.4.3.3 - Estudo da Relação $q':p':v$	212
V.4.3.4 - Estudo da Linha do Estado Crítico (CSL)	212
V.4.3.5 - Avaliação Final	219
 CAPÍTULO VI - CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA FUTURAS PESQUI- SAS	221
VI.1 - Introdução	221
VI.2 - Conclusões	222
VI.3 - Sugestões para Futuras Pesquisas ...	226
 APÊNDICE I - ILUSTRAÇÃO FOTOGRÁFICA DA TÉCNICA DE ENSAIO.	228
 APÊNDICE II - RESUMO NUMÉRICO E CARACTERÍSTICAS DOS ENSA- IOS	241
 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	253

CAPÍTULO I

INTRODUÇÃO

As características da resistência ao cisalhamento de materiais granulares, tanto do material "in situ" (fundação), como do material de construção (aterro), raramente têm sido objeto de estudos no meio geotécnico nacional. A prática corrente leva aos projetistas a no máximo realizarem ensaios de cisalhamento direto neste tipo de material.

A razão dessa atitude parece estar em que, tratando-se de materiais relativamente "bem comportados" possibilitam o largo emprego de informações sobre suas características, tiradas diretamente da literatura disponível, mormente estrangeira. A não existência de atividade sísmica significativa em nosso país, reforça, também, essa posição.

O resultado dessa situação é o estágio pouco desenvolvido em que se encontram as técnicas de ensaios com esses materiais no país, que são distintas e específicas em muitos aspectos relativamente aos ensaios em solos coesivos.

Este trabalho se propõe a contribuir para diminuir essa deficiência. Ele nasceu com características de pesquisas básicas, sob o amparo da Universidade, e tudo levaria a crer que muito provavelmente despertaria apenas interesse acadêmico. Com o desenrolar dos estudos vários tópicos interessantes foram le

vantados, equipamentos novos desenvolvidos - inclusive de utilidade para outros solos - e um trabalho de ponta - estudo da resistência ao cisalhamento de areias calcáreas da plataforma continental brasileira -, ficou anexo à pesquisa, o que lhe valeu a comprovação da utilidade do estudo, também, para situações práticas e até especiais.

O histórico do desenvolvimento deste trabalho tem mais detalhes. É interessante ressaltar que inicialmente o estudo de uma metodologia de ensaio não era o principal objetivo da pesquisa. O que se tinha em mente era utilizar uma metodologia mais cuidadosa que possibilitasse estudos mais aprofundados sobre o comportamento de materiais granulares à luz de uma teoria moderna (teoria dos Estados Críticos). Verificou-se posteriormente, que cabia uma revisão naquela programação inicial, desdobrando o estudo em duas etapas: a 1ª corresponderia à metodologia de ensaio e a 2ª ao estudo das relações entre os parâmetros do ensaio. Esta primeira etapa foi a que se tornou objeto deste trabalho. Não estranhe, pois, o leitor de que a análise e interpretação dos ensaios não tenha merecido maior destaque no trabalho, o motivo é o apontado acima.

Sobre o conteúdo do trabalho, vale adiantar alguns tópicos. Um dos aspectos para o qual se chama a atenção é a importância que têm o arranjo dos grãos ("fabric") com relação ao comportamento tensão vs. deformação. Utilizar o índice de vazios ou a porosidade como única propriedade-índice, esquecendo-se do arranjo dos grãos ("fabric"), é sugerir que duas amostras recons

tituídas de uma mesma massa granular, pelo fato de poderem apresentar o mesmo índice de vazios, devam ter sempre igual comportamento mecânico. Isto não é comprovado experimentalmente, como apontam diversos autores (ARTHUR, MENZIES, 2; ODA, 47) e a diferença parece ser explicada por variações no arranjo dos grãos.

A questão de saturação dos corpos de prova é objeto de um estudo à parte, e apresenta resultados de ordem prática, interessantes também para os ensaios de rotina. Um desses estudos se refere aos critérios utilizados para se considerar o corpo de prova saturado; analisa-se, então, a relação entre o parâmetro B de SKEMPTON (68) e o grau de saturação para diferentes classes de solos.

Um outro aspecto importante apresentado, é o estudo da técnica de extremidades lubrificadas ("free ends"). Ela permite minimizar o desenvolvimento do atrito nas extremidades do corpo de prova, uma das principais causas da desuniformidades de tensões e deformações observadas e que pesam como críticas ao ensaio Triaxial. A técnica desenvolvida, superando esta deficiência, possibilita a realização de medidas confiáveis da resistência ao cisalhamento, mesmo depois de grandes deformações. Neste sentido consegue-se reproduzir resultados semelhantes aos obtidos por outros autores (ROWE e BARDEN, 62; RAJU et al, 57).

Para facilitar a segunda etapa da linha de pesquisa, a ser desenvolvida posteriormente, os resultados dos ensaios obtidos foram tratados e interpretados segundo os modelos tradicionais da Mecânica dos Solos, e segundo o Modelo da Mecânica

dos Solos dos Estados Críticos. A primeira orientação seguida parece lógica e natural; quanto à segunda, entrevendo o Autor a grande potencialidade do Modelo do Estados Críticos em fornecer uma compreensão integrada do comportamento mecânico do material, quer deixar os dados de forma adequada a serem facilmente manipulados. O termo tradicional não tem nenhum caráter depreciativo, e é empregado apenas em oposição ao outro modelo de apresentação, cronologicamente mais recente e menos conhecida.

CAPÍTULO II

REVISÃO BIBLIOGRÁFICA DO COMPORTAMENTO DE SOLOS GRANULARES

II.1 - PRINCIPAIS FATORES QUE INFLUEM NO COMPORTAMENTO DOS SOLOS GRANULARES.

II.1.1 - Introdução

VARGAS (75) propôs que o comportamento de um solo fosse interpretado como resultado da composição de dois tipos de propriedades: as propriedades associadas com a natureza do material e as propriedades relacionadas com seu estado particular específico. As propriedades da natureza - chamou-as de propriedades-índice do material - seriam aquelas que dariam nomes aos solos e as únicas que deveriam ser consideradas num sistema de classificação, embora reconhecesse que seriam as propriedades de estado as que, frequentemente, iriam determinar o comportamento dos solos do ponto de vista de engenharia.

BEEN e JEFFERIES (5), ao proporem uma teoria de normalização do comportamento de solos granulares, enfatizam a importância da distinção das propriedades desses materiais em dois grupos de maneira muito semelhante a proposta por VARGAS (75). Dentre as propriedades da natureza, mencionam o "fabric"*, o in-

* O termo "fabric" será melhor conceituado no item III.1. Pode-se traduzir aqui, de modo aproximado, como estrutura dos grãos.

dice de vazios e a composição mineralógica. Quanto às propriedades de estado, estes autores as relacionam com as condições físicas que circundam o material.

Neste estudo que se inicia sobre os fatores que influem no comportamento do solo, as propriedades foram grupadas de modo semelhante às orientações sugeridas acima. Cada uma dessas propriedades (ou fatores) foi tomada em separado, afim de medir sua influência no comportamento global desses materiais. A maior parte das observações foram obtidas a partir de resultados de ensaios triaxiais, fazendo-se uma menção explícita nos casos onde outros recursos foram utilizados.

II.1.2 - Influência das propriedades da natureza do solo

II.1.2.1 - Índice de vazios inicial ou densidade relativa

É um dos principais fatores. A Fig. II.1 mostra os resultados de dois ensaios drenados típicos, com índices de vazios iniciais diferentes. Podem-se observar as seguintes características:

- i) à medida que decresce o índice de vazios (fofo → compacto) aumenta a tensão desviadora na ruptura ($\sigma'_1 - \sigma'_3$), o que significa um aumento na resistência ao cisalhamento drenado, e é também cada vez maior o módulo de deformação do solo (relação entre os incrementos da tensão desviadora e da deformação específica vertical;
- ii) como consequência de um módulo de deformação maior, o solo

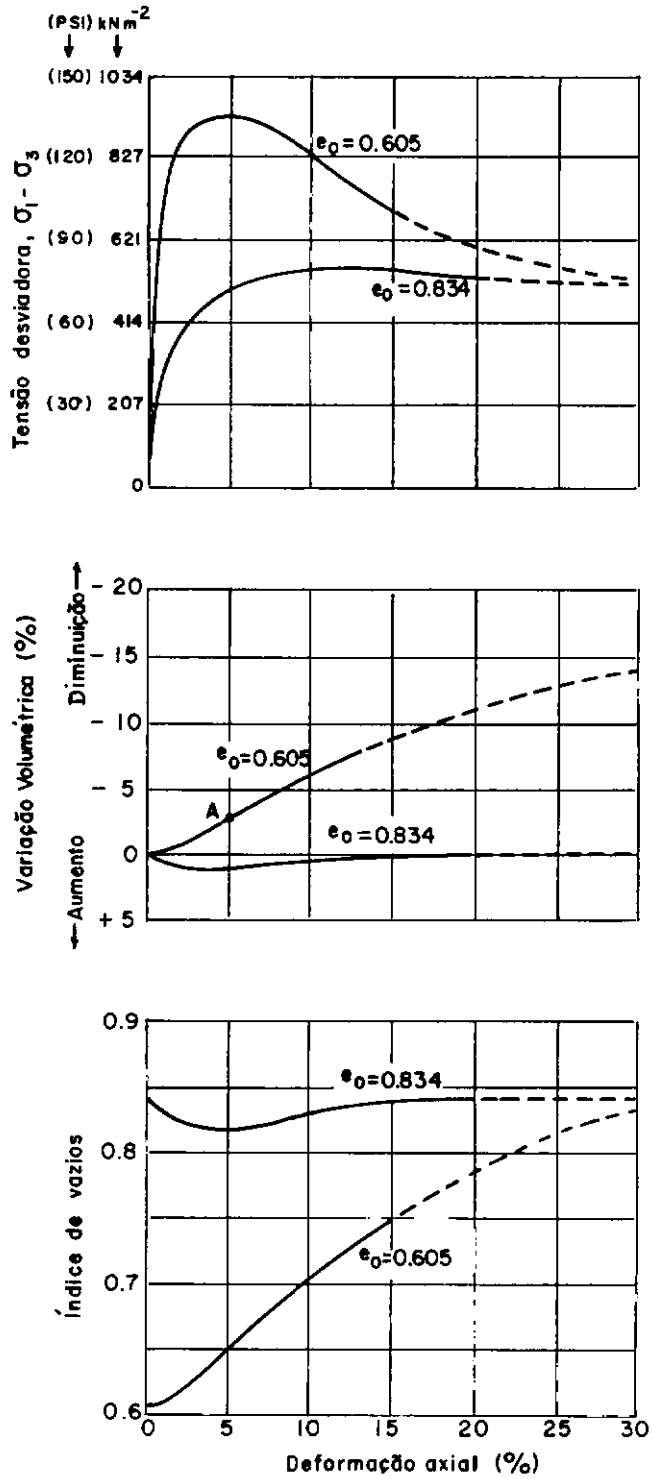


Fig. II.1 - Curvas típicas de tensão-deformação para areias fofas e compactas (Apud TAYLOR, 74 ; LAMBE e WHITMAN, 33).

mais compacto apresenta uma deformação axial, na ruptura, menor que a do solo fofo;

- iii) observa-se, também, que as curvas tensão-deformação de solos compacto e fofo são bastante diferentes no que concerne ao comportamento pós-ruptura. A amostra fofa exibe pouca ou nenhuma redução da sua resistência ao cisalhamento. A amostra compacta, por sua vez, após atingir a ruptura, apresenta visível queda de resistência, resistência esta que tende a estabilizar-se com o aumento das deformações;
- iv) a não-linearidade das curvas tensão-deformação para ambas as amostras é bastante clara, sendo essa característica ligeiramente mais acentuada para a amostra fofa;
- v) as variações de volume associadas às duas amostras são bem características. Independentemente do índice de vazios, a variação de volume é inicialmente de compressão, isto é, o volume da amostra diminui. No caso de amostra fofa, o volume, em geral, decresce durante todo o ensaio, tendendo a estabilizar-se depois de grandes deformações. A amostra compacta, por sua vez, experimenta ligeira compressão inicial para depois, com o aumento das deformações, começar a expandir e esta expansão continua durante todo o ensaio, tendendo, também, a estabilizar-se depois de grandes deformações.

II.1.2.2 - Tamanho dos grãos

O tamanho médio das partículas, mantendo-se constantes as outras características (mesmos minerais, curvas granulométricas)

cas paralelas), pouca influência tem na resistência de materiais granulares (LAMBE e WHITMAN, 33). Por outro lado, SOUZA PINTO (70) observou que as areias grossas tendem a apresentar uma densidade relativa mais elevada que as areias finas e por este fato apresentariam maiores ângulos de resistência ao cisalhamento drenado* nos seus estados naturais. A Fig. II.2, apresentada por SOUZA PINTO (70), no entanto, não evidência esta tendência.

II.1.2.3 - Distribuição granulométrica

Quanto melhor distribuído granulometricamente o material granular, melhor será o entrosamento existente entre as partículas e, conseqüentemente, maior será sua resistência ao cisalhamento. A Fig. II.2 ilustra este aspecto.

É interessante a explicação dada por SOUZA PINTO ao se referir ao diferente papel desempenhado pelos grãos grossos em oposição aos grãos finos no que diz respeito ao entrosamento: "Consideremos, por exemplo, que uma areia tenha 20% de grãos grossos e 80% de grãos finos. O comportamento desta areia é determinado principalmente pelas partículas finas, pois as partículas grossas ficam envolvidas pela massa de partículas finas, pouco colaborando no entrosamento. Consideremos, de outra parte, uma areia com 80% de grãos grossos e 20% de grãos finos. Neste caso os grãos finos tenderão a ocupar os vazios entre os gros

* Preferiu-se o termo ângulo de resistência ao cisalhamento drenado - utilizado mais recentemente por diversos autores - ao termo consagrado ângulo de atrito efetivo, por se considerar este último menos adequado.

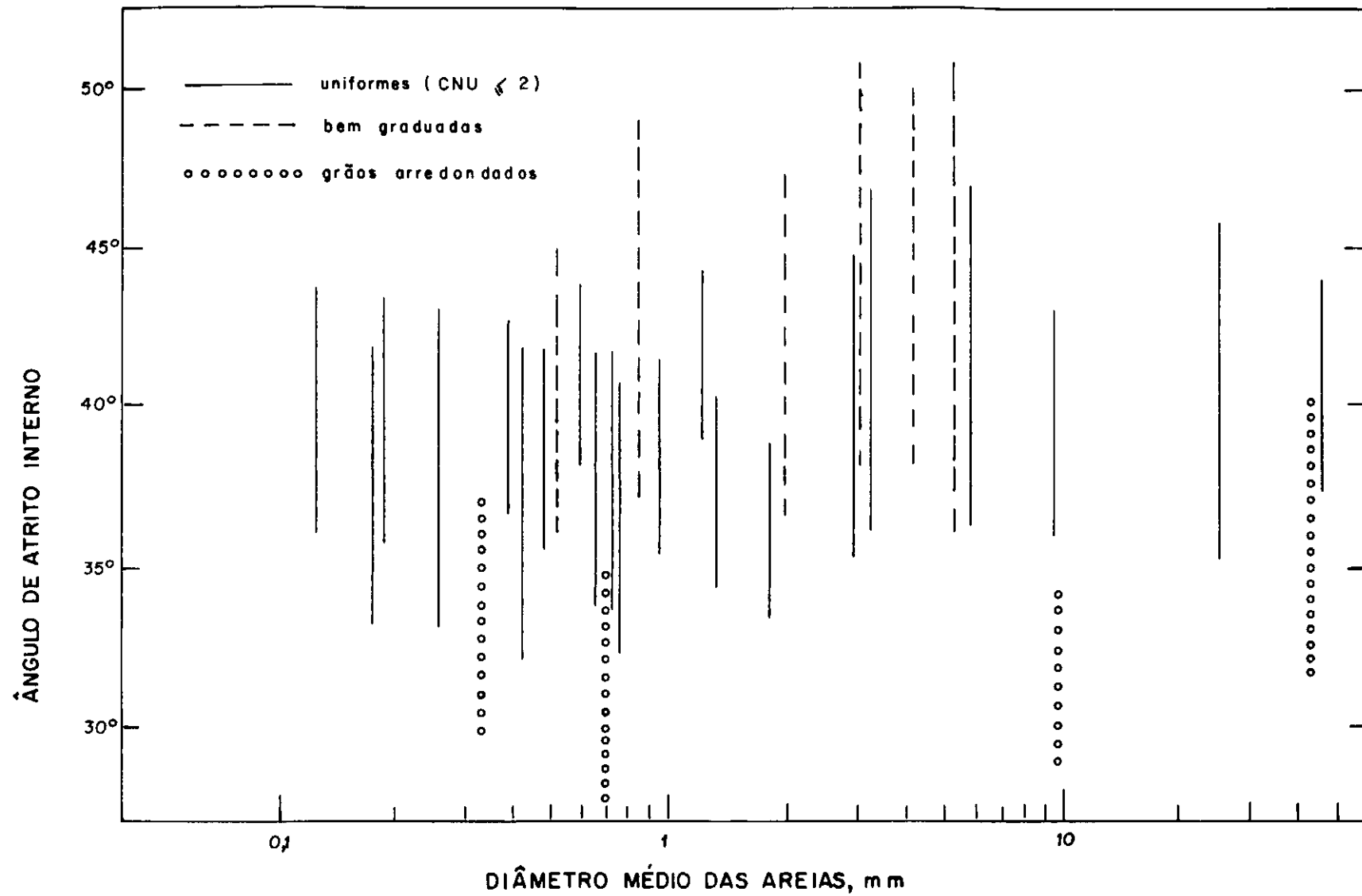


Fig. II.2 - Influência do tamanho dos grãos nas propriedades mecânicas dos materiais granulares (Apud SOUZA PINTO, 70).

sos, aumentando o entrosamento e consequentemente o ângulo de re sistência drenada".

II.1.2.4 - Formato dos grãos

Três são os aspectos que descrevem a forma dos grãos: (1) a esfericidade (relação média entre a maior e a menor dimen são); (2) o arredondamento (forma dos cantos, ver Fig. II.3) e (3) a rugosidade da superfície. Tem-se verificado que as areias constituídas de partículas esféricas e arredondadas apresentam ângulos de resistência drenada sensivelmente menores do que as areias de grãos angulares e/ou muito alongados. A Fig. II.2 i-lustra, também, estas considerações.

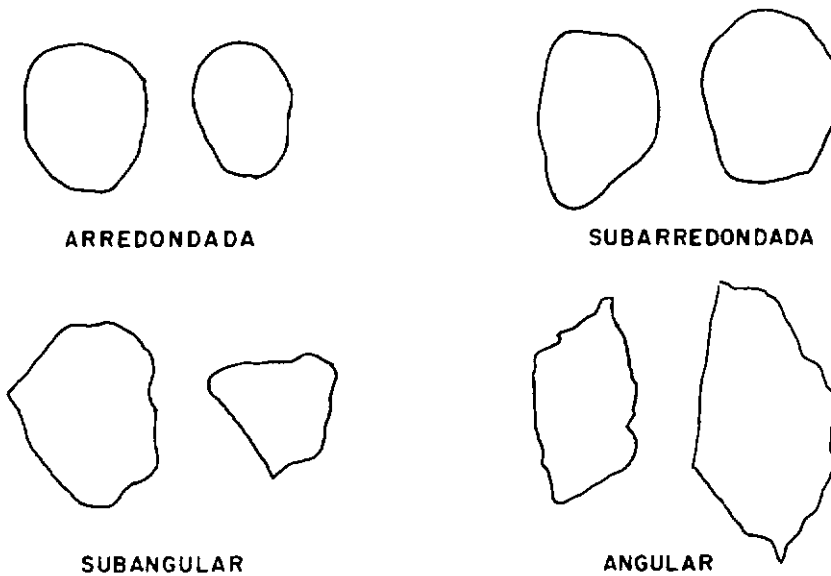


Fig. II.3 - Formas típicas de grãos de solo.

II.1.2.5 - Resistência dos grãos

As tensões efetivas nos solos em obras de engenharia

civil, em geral, não ultrapassam o valor de 700 kN/m^2 . Nessa faixa de tensões, a influência da composição mineralógica dos grãos é de relativamente pouca importância, principalmente para solos granulares sedimentares*. No entanto, é cada vez mais comum a existência de obras especiais que solicitam o solo de maneira mais severa como, por exemplo, as obras de engenharia "off-shore" e as grandes barragens. Nesses casos, a mineralogia pode assumir um papel significativo na avaliação do desempenho dos materiais granulares. O principal efeito das altas solicitações de carga é a possibilidade de ocorrer quebra de grãos individuais ou de grumos do solo, modificando-o granulometricamente. As areias calcáreas, por exemplo, são muito suscetíveis em se fragmentarem sob a solicitação de cargas até mesmo moderadas.

II.1.2.6 - "Fabric" e história de tensões

Estudos recentes mostram que um dado solo granular pode ter diferentes arranjos de seus grãos, apresentar o mesmo índice de vazios e, no entanto, ter comportamentos distintos de um arranjo para o outro. No capítulo III se estudará com mais detalhe a influência destes fatores.

II.1.3 - Influência das propriedades de estado do solo

II.1.3.1 - Tensão confinante

Trata-se de um dos principais fatores que intervêm no comportamento tensão-deformação-resistência de um material granular. A sua influência será vista nas duas etapas do ensaio triaxial convencional:

* No caso de solos residuais essa influência faz-se sentir já na faixa de tensões usuais.

i) fase de adensamento isotrópico. A Fig. II.4 mostra algumas curvas de adensamento correspondente a diversos estágios de tensões. É bastante nítida a variação destas curvas entre si e também a sua não similaridade com as curvas típicas de adensamento de solos argilosos*. Por outro lado, quanto à compressibilidade dos materiais granulares, as Figs. II.5 e II.6 ilustram, de modos diferentes, o aumento experimentado pela deformação volumétrica com o incremento da tensão confinante. Os resultados indicam que as areais, sob baixas tensões confinantes, são praticamente incompressíveis (Fig. II.5); entretanto, isso é verdade apenas relativamente, pois, em níveis mais elevados de tensões, os recalques ocorrem e são tanto maiores quanto maiores forem as solicitações de carregamento.

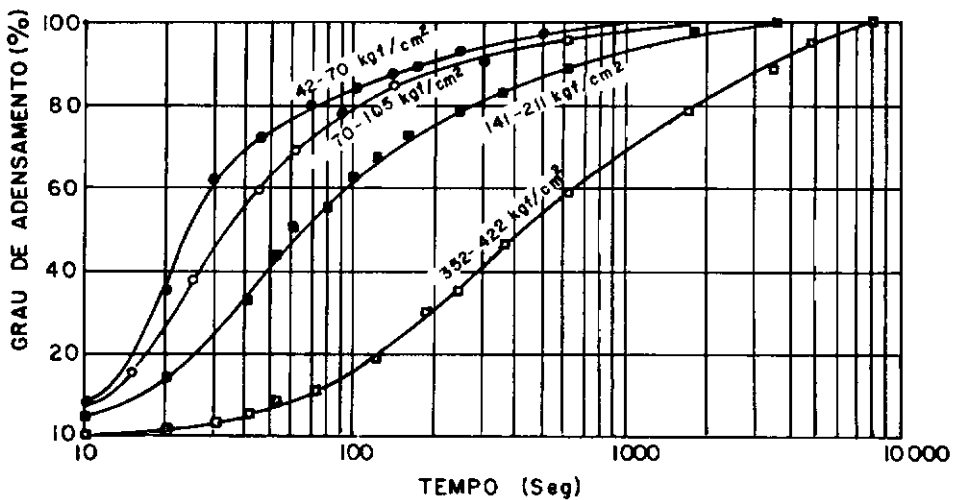


Fig. II.4 - Variação da deformação específica volumétrica com o tempo durante o ensaio de adensamento hidrostático. (Apud VESIC e CLOUGH, 76).

* A não similaridade advém, principalmente, de ser o adensamento primário quase instantâneo.

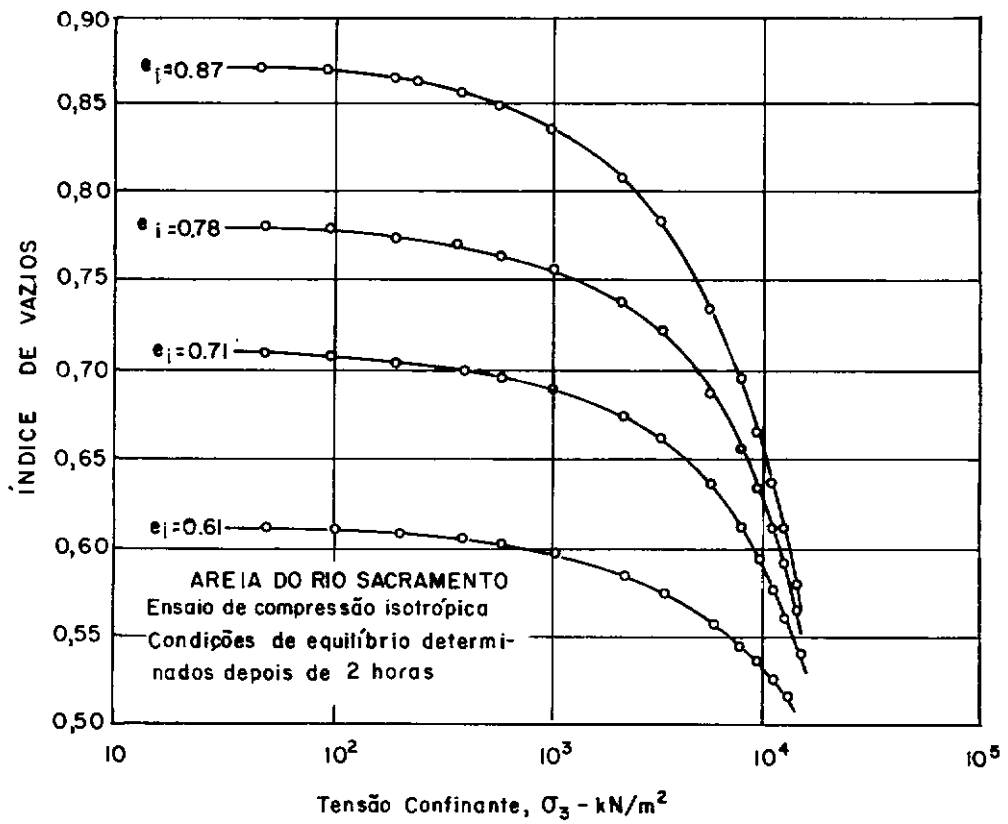


Fig. II.5 - Resultados de ensaio de adensamento hidrostático para areias ensaiadas com quatro densidades iniciais diferentes (Apud LEE e SEED, 37).

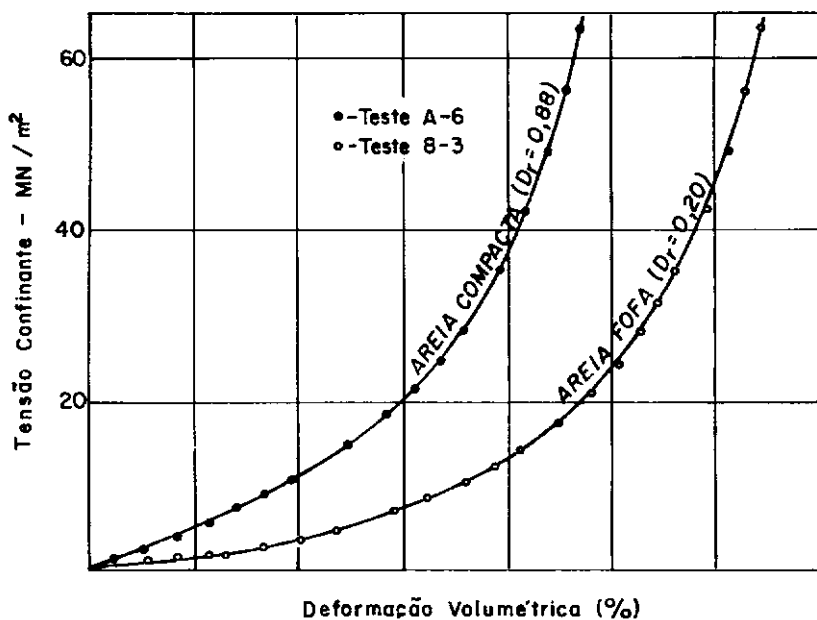


Fig. II.6 - Resultados típicos do ensaio de adensamento hidrostático no gráfico $\sigma' \times e_v$ (Apud VESIC e CLOUGH, 76).

ii) fase de cisalhamento. O que primeiro se observa com a elevação da tensão confinante é, obviamente, o aumento da resistência ao cisalhamento. Outras consequências dessa propriedade podem ser analisadas, recorrendo à normalização dos resultados de ensaios realizados em várias tensões confinantes, como bem mostra as Figs. II.7 e II.8. Constata-se, entre outros aspectos, que o aumento da tensão confinante produz: (1) aumento da deformação axial de ruptura de ambas as amostras; (2) diminuição do ângulo de resistência ao cisalhamento drenado; (3) e, por último, a diminuição gradativa da tendência de expansão do material inicialmente compacto, chegando mesmo estas amostras a experimentarem, sob altas tensões confinantes, diminuição de volume durante todo o ensaio.

As considerações feitas acima são fruto de estudos cobrindo uma ampla faixa de tensões; mas mesmo nas tensões comuns das obras de engenharia, observa-se ainda uma queda muito acentuada do ângulo de resistência drenada, apenas com o ligeiro aumento na tensão confinante, principalmente em materiais cujos grãos são pouco resistentes. Novamente o melhor exemplo são os resultados apresentados pelas areias calcáreas (Figs. II.9 e II.10).

LADE (30), analisando os resultados desse fator, faz um interessante comentário sobre a relatividade dos conceitos fofo e compacto: "The characterization of a soil as either loose or dense with reference to its stress-strain behavior is consequently

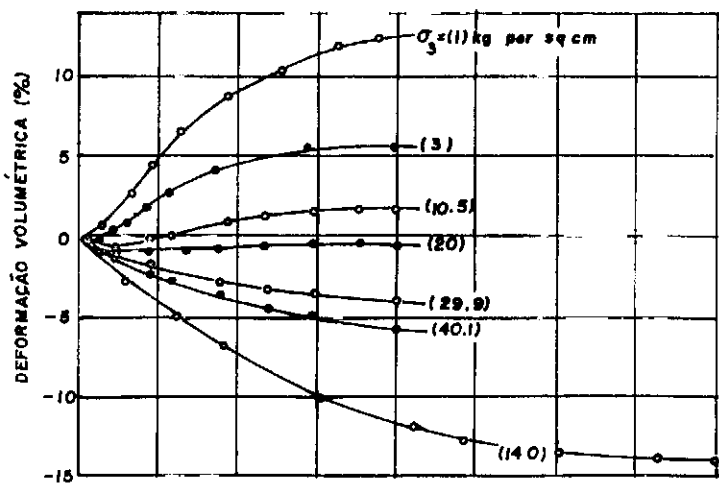
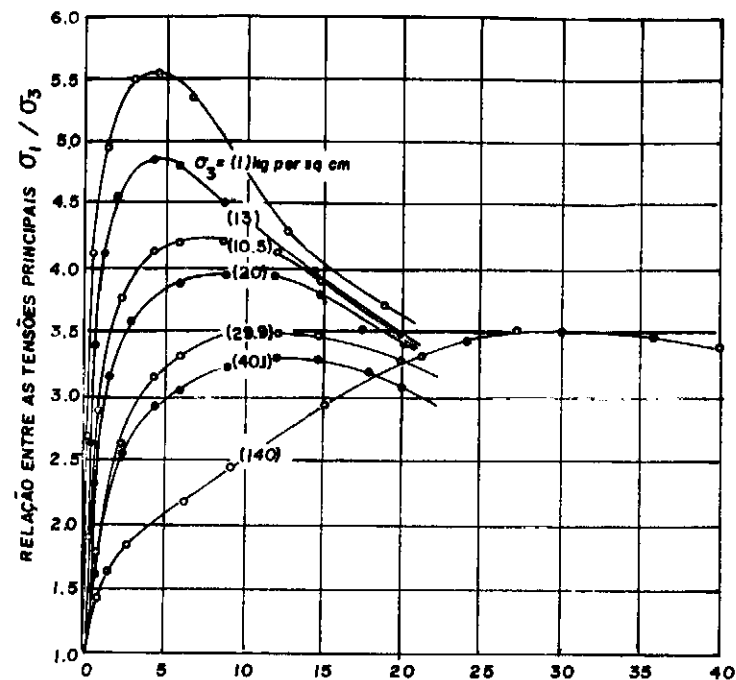


Fig.II.7 - Ensaios de compressão triaxial CD em amostras compactas ($D_r = 100\%$). (Apud LEE e SEED, 37).

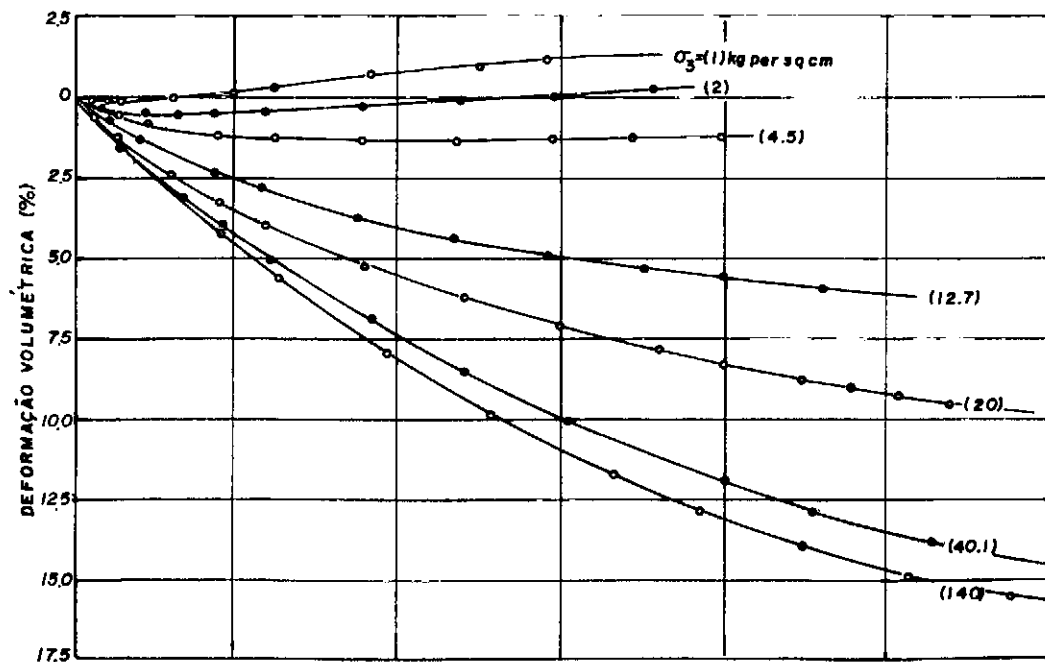
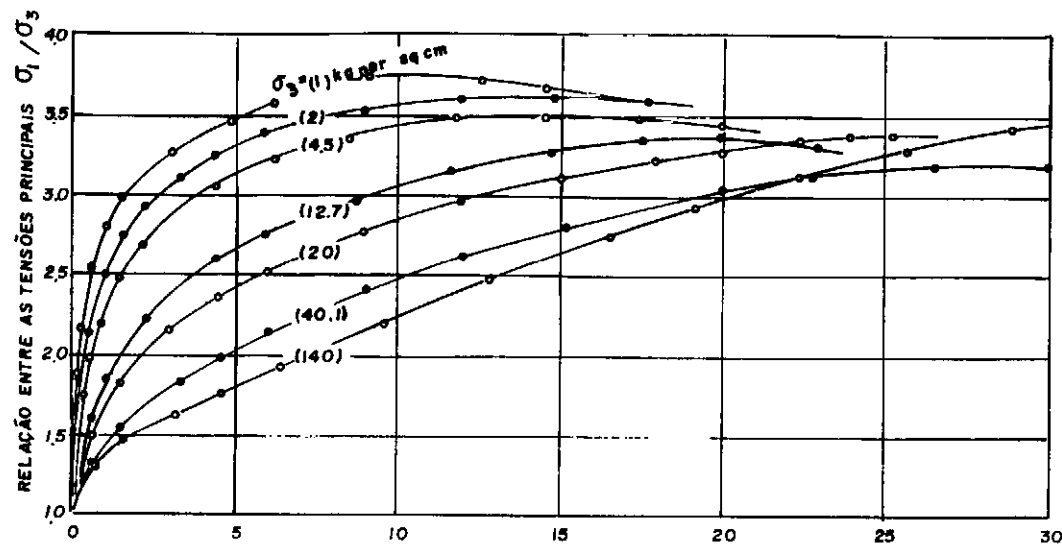


Fig.II.8 - Ensaios de compressão triaxial em amostras fofas ($D_r = 25\%$). (Apud LEE e SEED, 37).

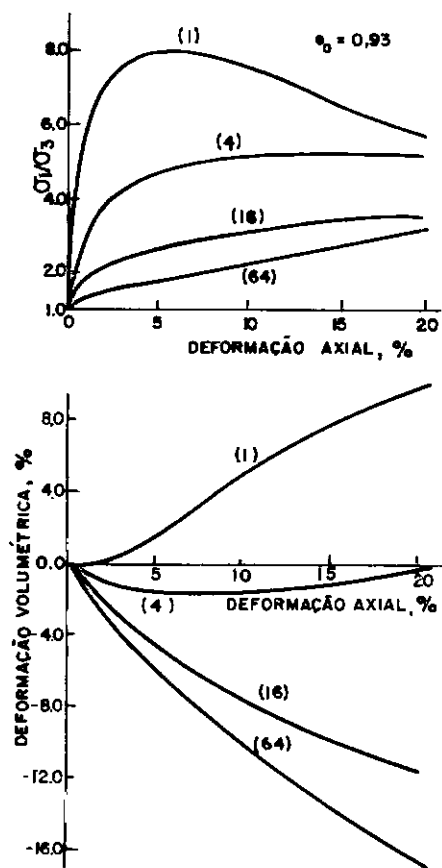


Fig. II.9 - Características de tensão, deformação e variação volumétrica de uma areia muito calcárea de origem biológica. (Apud. DATTA et al., 19).

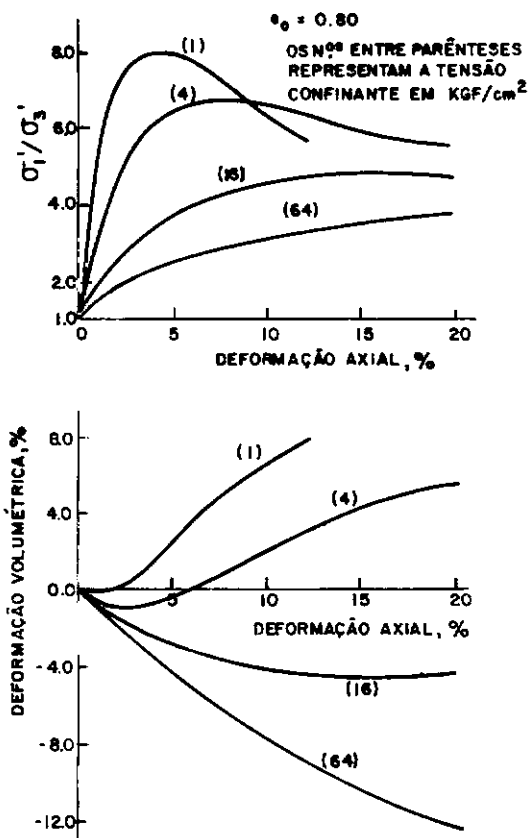


Fig. II.10 - Características de tensão, deformação e variação volumétrica de uma areia pouco calcárea de origem detrítica. (Apud. DATTA et al., 19).

dependent on the confining pressure at which it is tested. With respect to the stress-strain behavior a dense specimen may be considered as one which dilates during failure and a loose soil as one which compress during failure irrespective of their initial relative densities".

Esse comentário de LADE (30) sugere um fecho nesse estudo, observando como uma propriedade da natureza (fofo ou compacto) pode ter diminuída gradativamente sua influência, pela intensidade crescente de uma outra propriedade de estado (tensão confinante).

II.1.3.2 - Tensão principal intermediária

A maioria das obras de engenharia que exijam estudos de resistência ao cisalhamento dos solos lança mão de ensaios triaxiais. Uma dificuldade que se levanta sobre a utilização indiscriminada desses ensaios, diz respeito à diferença entre os estados de tensão (e/ou deformação) do corpo de prova submetido ao ensaio triaxial e os estados de tensão (e/ou deformação) comumente encontrados no campo. No caso do ensaio triaxial convencional os estados de tensão e deformação são de simetria

axial; no campo são encontrados estados de tensão e deformação diversos. Uma situação comumente encontrada em problemas de Mecânica dos Solos é o chamado estado plano de deformações onde, ao longo de uma das direções principais, as deformações são nulas. Nesses casos as questões práticas que se põem são: como utilizar os resultados de um ensaio cujas condições não simulam ou duplicam as condições de campo? As extrapolações necessárias são válidas? Todas essas questões podem ser resumidas na pergunta: qual a influência da tensão principal intermediária?

As respostas práticas a estas questões iniciaram-se com a comparação dos resultados de ensaios triaxiais de compressão e de extensão, juntamente com os do ensaio de deformação plana. Posteriormente, outros ensaios foram desenvolvidos nos quais se podiam controlar as três tensões independentemente. Esses ensaios especiais foram também utilizados na investigação da influência da tensão principal intermediária.

A Fig. II.11 resume, esquematicamente, os resultados das investigações iniciais sobre a influência da tensão principal intermediária. Para valores constantes de σ_3 e do índice de vazios inicial, o aumento de σ_2 produz a elevação do módulo de deformação inicial, o aumento da tensão desviadora de ruptura e a diminuição da deformação axial de ruptura. Observa-se, também, que a "velocidade" de perda de resistência, após a ruptura, aumenta com incremento de σ_2 , mas o valor residual parece ser pouco afetado pela magnitude da tensão principal intermediária. As deformações volumétricas, são, também, afetadas pelo incremento da tensão σ_2 , fazendo com que as amostras sejam menos expansivas - se tinham essa tendência (amostras compactas) - ou mais compres-

sivas (amostras fofas). Esses primeiros resultados também sugerem que a influência da tensão principal intermediária diminui com a diminuição da densidade relativa.

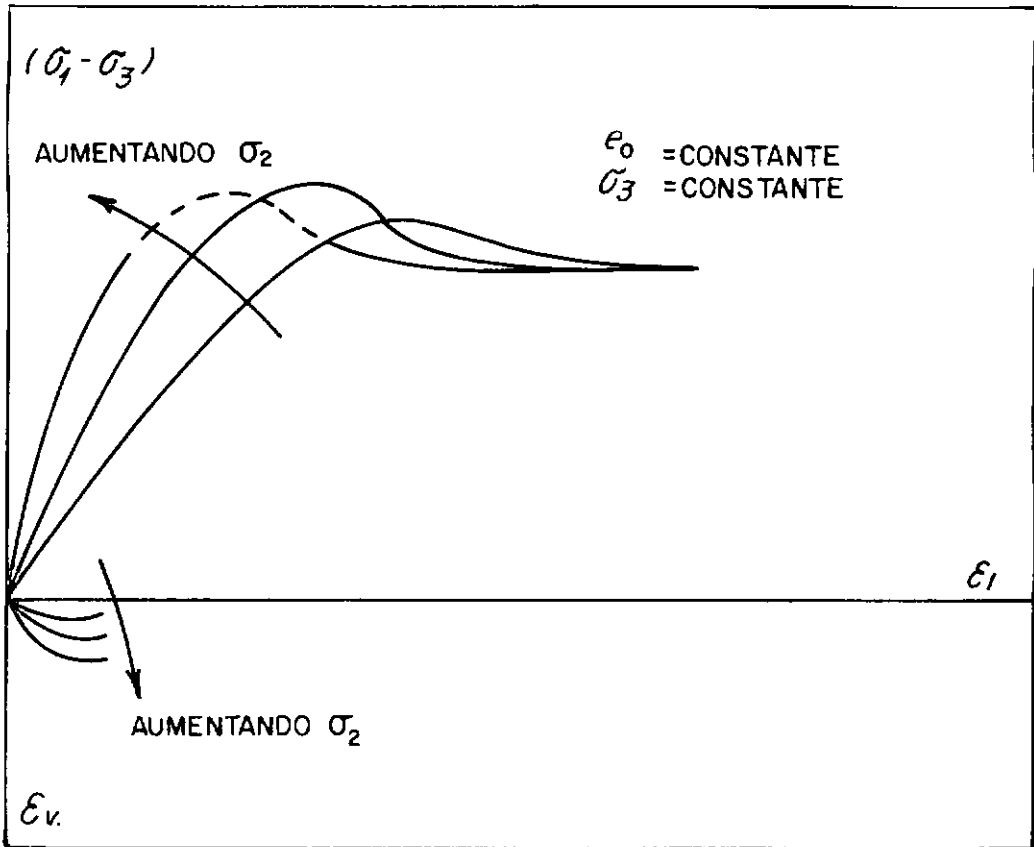


Fig. II.11 - Figura esquemática da influência de σ_2 nas características de tensão-deformação para solos granulares (Apud. LADE, 30).

Estudos subsequentes precisaram melhor as tendências reveladas pelas investigações preliminares. Para maior clareza, HABIB (25) definiu um parâmetro ("b") que situa a posição de σ_2 frente às outras tensões principais.

O parâmetro b toma valores de zero para o caso de ensaio triaxial de compressão, +1 para o caso de ensaio triaxial de extensão, e valores intermediários para ensaios onde as três tensões são desiguais.

A região dos valores de $b < 0,5$ é aquela que mais se conhece quanto a influência da tensão principal intermediária (LADE, 30). Neste domínio da variável b , usando tensões confinantes de até 700 kN/m^2 , o valor do ângulo de resistência ao cisalhamento drenado tem o seguinte comportamento: Partindo de $b=0$ (ensaio triaxial convencional de compressão), o ângulo de resistência aumenta, atingindo seu valor máximo para o estado plano de deformação. Dependendo do valor da densidade relativa, esse máximo pode variar de 10 a 13%. A Fig. II.12 ilustra esse comportamento.

Quanto aos valores de $b > 0,5$, os resultados não têm sido concordes (LADE,30), necessitando que as tendências observadas sejam melhor investigadas e esclarecidas.

Por sua vez, níveis crescentes de tensão confinante são de esperar que provoquem uma diminuição da influência da tensão principal intermediária, e que para altas tensões confinantes ela possa ser desprezível. Nesses casos, o ângulo de resistência ao cisalhamento obtido a partir de ensaios triaxiais torna-se representativo para qualquer valor de b .

II.1.3.3 - Rotação das direções principais

Não é difícil encontrar situações em que o carregamento aplicado provoque uma rotação dos planos principais. Analogamente ao que se expôs na secção anterior, a utilização nestes casos dos resultados de ensaios triaxiais convencionais pode novamente ser questionada. Isto se deve ao fato de que, por definição, nos ensaios triaxiais os planos principais de tensões

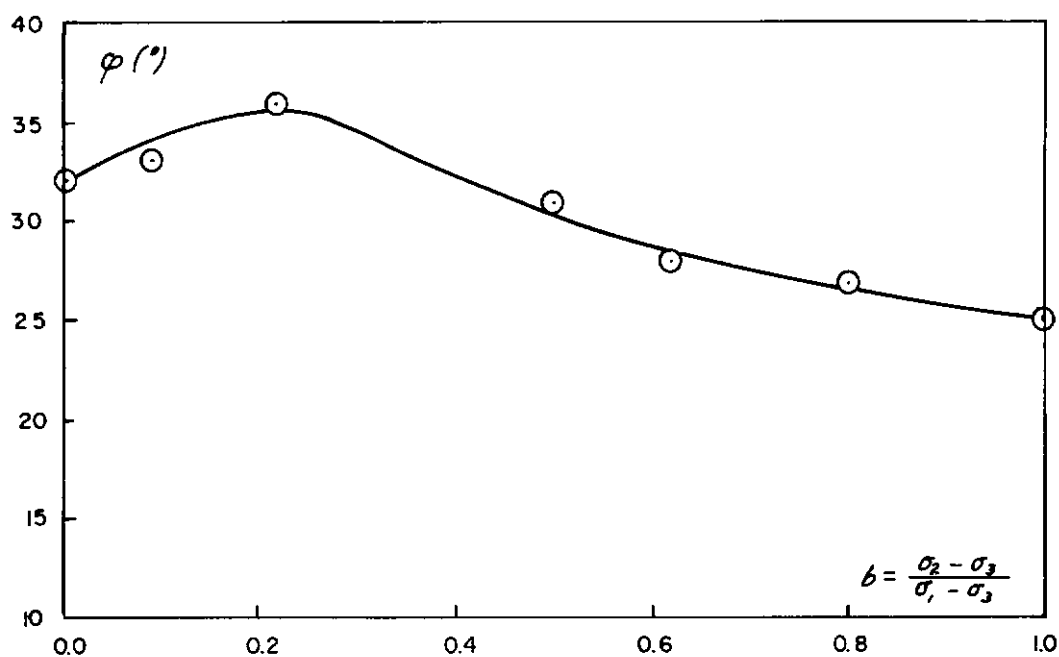


Fig. II.12 - Variação dos ângulos de resistência ao cisalhamento em função de b para a areia de Fontainebleu .
 $\sigma_3 = 500 \text{ kN/m}^2$ para todos os ensaios (Apud HABIB, 25).

e deformações coincidem e não podem rodar.

A resposta a essa questão foi buscada através da experimentação. Os ensaios descritos na literatura que permitem o mais adequado estudo da rotação das direções principais são os de cisalhamento simples ("simple shear") e o de cilindro oco ("hollow cylinder"). LADE (30) utilizou, também, com sucesso, um equipamento do tipo cisalhamento por torsão ("torsion shear").

As conclusões dos estudos realizados indicam que apenas os solos com anisotropia de estrutura tendem a ser sensíveis às variações de direção dos planos principais, permanecendo praticamente inalterável o ângulo de resistência ao cisalhamento para os demais casos.

II.1.3.4 - Caminho de tensões

Estudos realizados (MAKHLLOUF e STEWART, 43 ; GERRARD, 24 ; e outros autores) permitem concluir que para os solos granulares, as deformações decorrentes da variação no estado de tensões são, em geral, dependentes do caminho de tensões. Essa observação parece intuitiva para ensaios onde, além do carregamento primário, ocorra também um ou mais ciclos de descarregamento seguido de carregamento. No entanto, mesmo para situações em que ocorre apenas o carregamento primário, parece que o comportamento do solo pode ser, em alguma extensão, dependente do caminho de tensões. O trabalho de GERRARD (24), descrito a seguir, dá força a esta conclusão.

GERRARD (24) realizou dois tipos de ensaios com corpos

de prova de areia seca ao ar e de mesma densidade relativa. Esses ensaios seguiram diferentes caminhos de tensões. Alguns deles foram de compressão triaxial convencional (série A na Fig. II.13) e outros realizados com a relação constante das tensões principais (K constante, série B). As deformações médias vertical, radial e volumétrica, para cada uma das séries de ensaios, foram calculadas no ponto de cruzamento dos respectivos caminhos de tensão (ponto X, Fig. II.13). São as seguintes as observações feitas por GERRARD: (1) os ensaios K -constante (série B) apresentaram em média deformação vertical (axial) 50% maior que os da série A; (2) as deformações radiais foram negativas (extensão) na série B, mas positivas na série A (compressão); e (3) as deformações volumétricas mostraram expansão na série B e compressão na série A. GERRARD conclui, então, que o caminho de tensões do ensaio de compressão triaxial convencional leva a amostra a comportar-se com maior rigidez, comparativamente a que experimentaria se seguisse o caminho de tensões do ensaio K -constante.

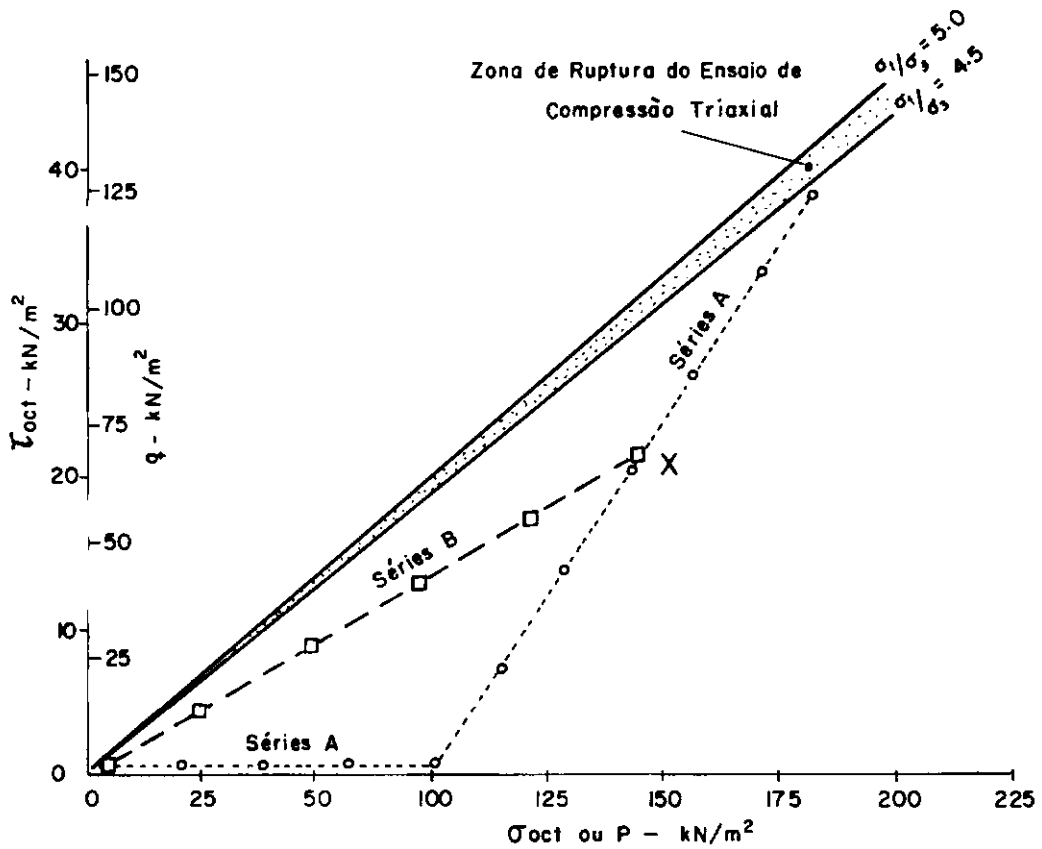


Fig. II.13 - Caminhos de tensão para dois tipos de ensaio triaxial no gráfico $\tau_{oct} \times \sigma_{oct}$ (Apud GERRARD, 24)

II.2 - MODELOS DA MECÂNICA DOS SOLOS TRADICIONAL APLICADOS A MATERIAIS GRANULARES.

II.2.1 - Introdução

Revisadas as principais características do comportamento dos solos granulares, passa-se a seguir ao estudo de alguns modelos simples, propostos por diversos pesquisadores com o intuito de explicar, compreender o comportamento de tais solos.

II.2.2 - O fenômeno do atrito e a resistência ao cisalhamento

As deformações num meio granular podem ser consideradas como função de três parcelas: (1) deformação das partículas, (2) quebra dos grãos e (3) movimento relativo. Não é difícil, porém, admitir que, no domínio das tensões usualmente encontradas na engenharia de solos (até 700 kN/m), a parcela mais significativa corresponda ao movimento relativo. Como não há outra forma de mobilizar a resistência ao cisalhamento a não ser por meio de deformações, e sendo a parcela preponderante destas, devido ao movimento relativo das partículas, torna-se clara a relação entre os fenômenos: resistência ao cisalhamento e movimento relativo das partículas.

TAYLOR (74), estudando a natureza do movimento relativo das partículas, identifica três componentes da resistência ao cisalhamento: (1) atrito devido ao deslizamento, (2) atrito devido ao rolamento e (3) entrosamento ("interlocking"). As duas primeiras parcelas revelam a presença do fenômeno do atrito na

resistência dos solos granulares, justificando, também, a observação de que a resistência global do conjunto de partículas aumenta com a elevação da tensão normal.

II.2.3 - Dilatância

A presença do fenômeno do atrito na resistência ao cisalhamento dos solos parece ter sido detectada por Coulomb já em meados do século XVIII. Há, entretanto, envolvidos no fenômeno da resistência ao cisalhamento dos solos, outros fatores que não permitem que se faça uma analogia perfeita entre o fenômeno do atrito entre os corpos sólidos e o fenômeno da resistência ao cisalhamento dos solos. O estudo desses fatores é que constitui ciência recente.

REYNOLDS (58) foi o primeiro a observar que as areias compactas se expandem quando cisalhadas - fenômeno ao qual ele chamou de dilatância - ao passo que as areias fofas se contraem. TAYLOR (74) sugere que parte da energia de cisalhamento necessária para levar à ruptura uma areia compacta seria usada para prover uma certa energia que permitisse a areia se expandir contra a tensão confinante. Dentro desta ordem de idéias, a resistência ao cisalhamento seria a combinação de dois fatores: atrito e componente de variação volumétrica ("interlocking"). TAYLOR (74) quantificou a dilatância para ensaios de cisalhamento direto pela expressão abaixo:

$$\tau_e = \sigma_n \cdot \frac{dh}{dx} \quad (II.1)$$

onde: τ_e - tensão cisalhante para prover a energia de expansão.

σ_n - tensão normal vertical.

dh - incremento na espessura da amostra relacionada com a variação volumétrica.

dx - incremento do deslocamento horizontal da caixa de cisalhamento direto.

Uma expressão semelhante, baseada no mesmo princípio (trabalho de expansão), foi desenvolvida mais tarde para uso em ensaios de compressão triaxial por BISHOP (6):

$$\sigma_e = \sigma_3 \cdot \frac{\dot{dV}}{V d\epsilon_1} \quad (\text{II.2})$$

onde: σ_e - porção da tensão desviadora necessária para expansão da tensão confinante.

$\frac{\dot{dV}}{V}$ - diferencial de deformação volumétrica.

$d\epsilon_1$ - diferencial de deformação axial.

V - volume da amostra.

ROWE (60) reviu os trabalhos de TAYLOR - BISHOP e propôs uma expressão alternativa, baseada em outros pressupostos contidos na sua teoria da tensão-dilatância. Essa teoria considera as forças entre as partículas e parece explicar mais realisticamente a componente da dilatância:

$$\tan \left(45 + \frac{\phi_f}{2} \right) = \frac{\sigma_1}{\sigma_3} \cdot \frac{1}{1 + \frac{dV}{V \epsilon_1}} \quad (\text{II.3})$$

onde: ϕ_f - ângulo de resistência drenado após a dedução da componente da dilatação.

σ_1 - tensão principal maior (axial).

σ_3 - tensão principal menor (confinante).

Posteriormente a teoria da tensão-dilatação teve outros desenvolvimentos (ROWE, 61 ; SKINER, 69)

A componente da dilatação é muito importante em termos práticos; BOLTON (12) chega mesmo a escrever "It's vital to understand why the dilatancy / contract is the most important discrimination between soils after the grain size contrast of sand/clay". A razão dessa importância é de que o caráter mais ou menos dilatante de um solo refere-se diretamente ao ângulo de resistência ao cisalhamento, fazendo com que em alguns casos, este possa apresentar valores elevadíssimos*. Em ítem subsequentes deste trabalho, poder-se-á avaliar melhor a grandeza desse fenômeno.

II.2.4 - Índice de vazios crítico

O termo índice de vazios crítico já provocou muita polê

* Ângulos de resistência ao cisalhamento da ordem de $\phi_f + 20^\circ$ já foram observados.

mica em Mecânica dos Solos devido a diferentes interpretações de que foi objeto (CASAGRANDE, 14 , 15 ; TAYLOR, 74 ; LEE e SEED, 37 ; ROWE e BARDEN, 63).

CASAGRANDE (14) parece ter sido o primeiro a utilizar o termo índice de vazios crítico na passagem de seu trabalho (refere-se aos resultados de ensaio de cisalhamento direto drenado em areia compacta): "When the horizontal displacement and the volume change during a shearing test on dense sand are plotted against the corresponding shearing stress" (Fig. II.14)", it is noticed that the shearing stress reaches a maximum S (point B) and if the deformation is continued, the shearing stress drops again to a smaller value, S , at which value it remains constant for all further displacement. During this drop in shearing stress the sand continues to expand (curve E-G), finally reaching a critical density at which continuous deformation is possible at constant shearing stress S ". Para as areias fofas CASAGRANDE comenta: "The shearing stress simply increase until it reaches the shearing strength, and if the displacement is continued beyond this point the resistance remains unchanged. Obviously, the volume of the sand in this state must correspond to the critical density which we had finally reached when performing a test on the same material in the dense state. Therefore the curves representing the volume change during shearing tests on material in the dense and the loose must meet at the critical density when the stationary condition is established".

Dois anos mais tarde, CASAGRANDE (15) introduziu outra definição do índice de vazios crítico desta vez associada à deformação volumétrica nula na tensão desviadora de pico. Esta no

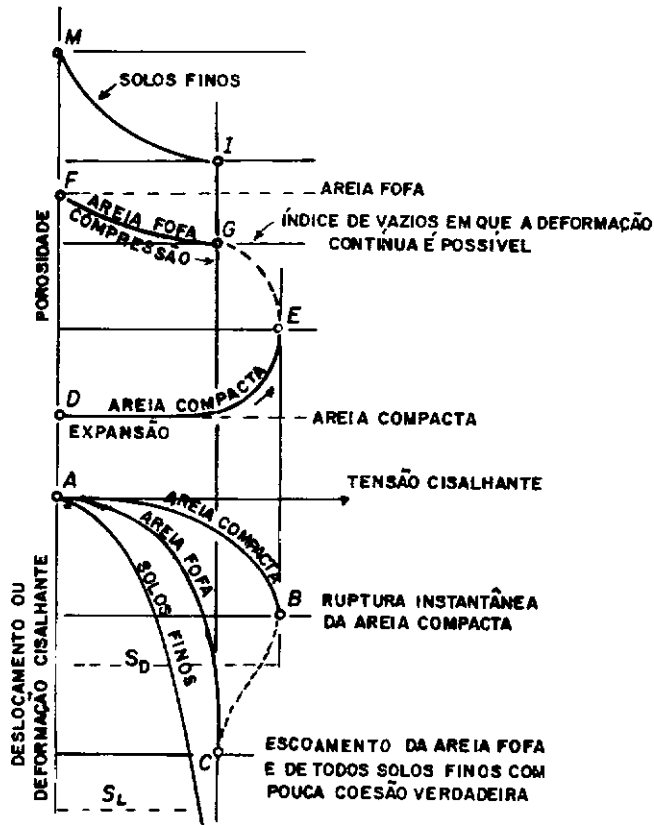


Fig.II.14 - Efeito do cisalhamento no volume dos solos
(Apud CASAGRANDE, 14).

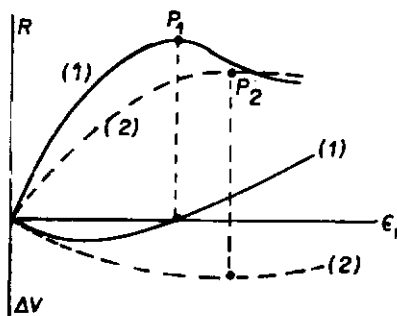


Fig.II.15 - Comparação das duas definições de índice de vazios crítico: (1) "Lower" e (2) "true"
(Apud ROWE e BARDEN, 63).

va interpretação chamou-se de "Lower critical void ratio".

A Fig. II.15 ilustra as duas definições de índice de vazios críticos: o índice "true" (na terminologia de ROWE e BARDEN, 63), e correspondente à primeira definição de CASAGRANDE, 14) e o índice "lower". Explicitando melhor os conceitos e definições dadas sobre esses índices, poder-se-ia dizer, em primeiro lugar, que o índice "true" corresponderia ao índice de vazios da situação em que o corpo de prova estaria se deformando sem variação de volume e de resistência, sendo esta situação (permanente), em geral, atingida depois de grandes deformações. O índice "lower", por sua vez, corresponderia a situação em que na ruptura (instantânea), a deformação volumétrica do corpo de prova fosse nula ($\epsilon_v=0$, isto é, nem expansão nem compressão em relação ao volume inicial da amostra).

Os dois índices são totalmente diferentes, também, em termos de propriedades e aplicações. CASAGRANDE (14) observou que o índice "lower" decrescia com o aumento da tensão confinante, fato depois também confirmado por LEE e SEED (37) como se pode ver na Fig. II.16. Tanto LEE e SEE (37), como TAYLOR (74) utilizaram apenas o índice "lower" de CASAGRANDE (15). O índice "true" será retomado mais adiante na abordagem da Mecânica dos solos do Estado Crítico.

II.2.5 - Componentes da resistência ao cisalhamento

Foi visto que a resistência ao cisalhamento tem uma componente de atrito e que, também, a dilatação constitui uma

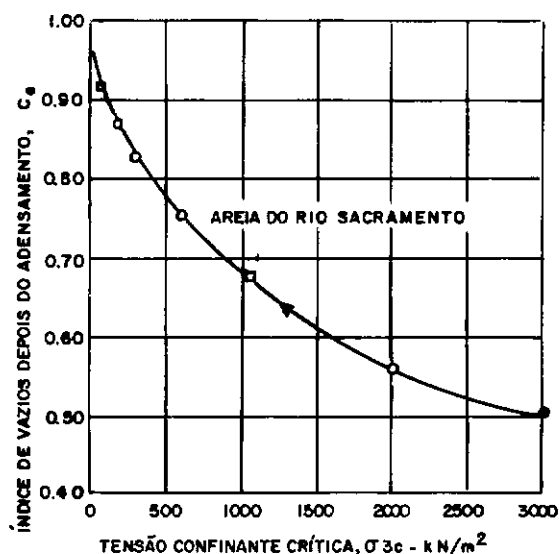


Fig. II.16 - Tensão confinante crítica para vários índices de vários iniciais. (Apud LEE e SEED, 37).

parcela importante do seu valor global, principalmente em amostras compactas. ROWE (60) constatou, através de estudos teóricos e experimentais, que computando as parcelas individualmente e somando os seus efeitos, não se chegava à resistência observada (ângulo de resistência drenada). Propôs, então, que uma quantidade adicional de energia era absorvida e dispendida no processo de rearranjo das partículas durante o cisalhamento, compondo assim, com as outras parcelas, a resistência ao cisalhamento de um solo granular.

A Fig. II.17 mostra, de forma esquemática, as três componentes da resistência ao cisalhamento, como proposto por ROWE (60). Pode-se notar que um arranjo inicial dos grãos, numa situação entre os limites fofo e compacto, experimentalmente, duran-

te o cisalhamento, um trabalho de rearranjo e reorientação das partículas que variaria de uma magnitude máxima, nos materiais fofos, a quase nula, nos materiais compactos.

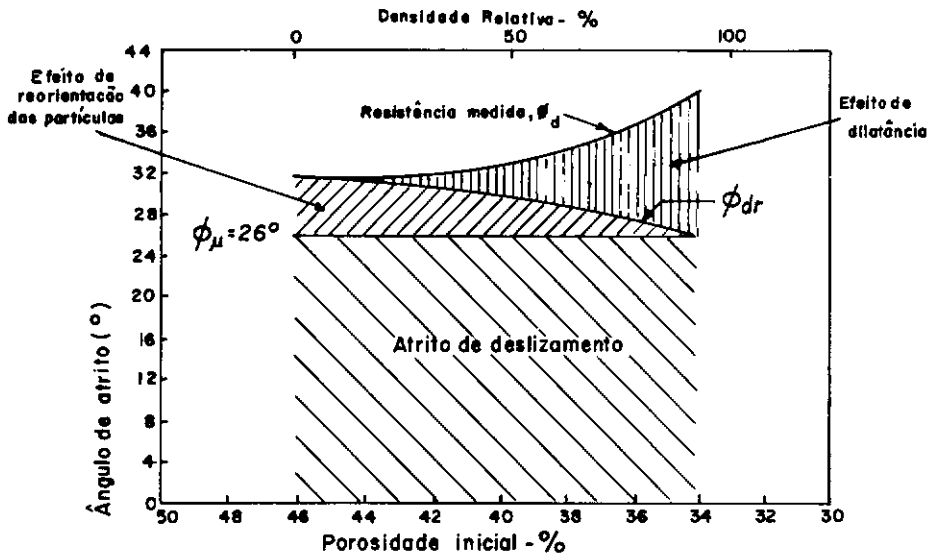


Fig. II.17 - Componentes da resistência ao cisalhamento de solos arenosos (Apud. ROWE, 60).

O estudo das componentes da resistência ao cisalhamento foi retomado por LEE e SEED (37). Eles verificaram que, sob altas tensões confinantes, a possível ocorrência de quebra de grãos deveria ser considerada também no cômputo das parcelas da resistência ao cisalhamento. Segundo LEE e SEED (37), o efeito da quebra dos grãos seria semelhante ao que tem a parcela de rearranjo dos grãos nas areias fofas, sob baixas tensões confinantes.

A variação das parcelas de resistência por atrito, rearranjo e quebra dos grãos, e dilatação como preconizam ROWE (60) e LEE e SEED (37) podem ser vistas nas Figs. II.18a e II.18b para duas areias distintas, as areias de Ottawa e do Rio Sacramento na Califórnia. Pode-se notar a progressiva importância que tem a parcela de rearranjo e quebra dos grãos, contrastando com a contribuição cada vez menor da dilatação. Apesar disso, observa-se, também, que o fenômeno da dilatação se manifesta na areia de Ottawa mesmo a altas tensões confinantes. Isto se deve, pelo menos em parte, à diferente constituição mineralógica das areias. A areia do Rio Sacramento, por exemplo, possui muitos grãos de feldspato, um mineral relativamente pouco resistente; assim para valores maiores que uma certa tensão confinante, é mais fácil que ocorra de o grão quebrar e se rearranjar, do que atuar contra a tensão confinante, provocando a dilatação. O mesmo fenômeno acontece com a areia de Ottawa, porém, esta areia é constituída, em sua grande maioria, por grãos de quartzo, um mineral muito mais resistente. Por esta razão, o fenômeno da quebra dos grãos na areia de Ottawa só começa a se manifestar, de forma relevante, para altas tensões confinantes.

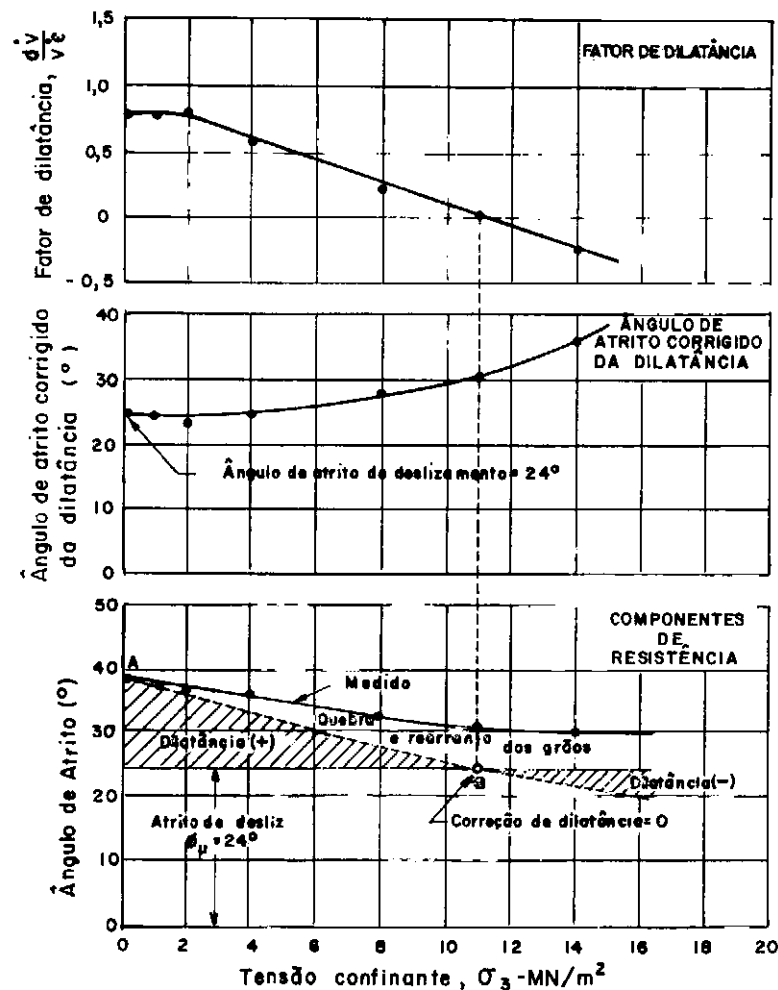


Fig. II.18a.- Efeito da dilatação e quebra dos grãos em amostras compactas ($e_1 = 0,49$; $Dr \approx 100\%$) de areia de Ottawa ensaiadas a baixas e altas tensões (Apud. LEE e SEED, 37).

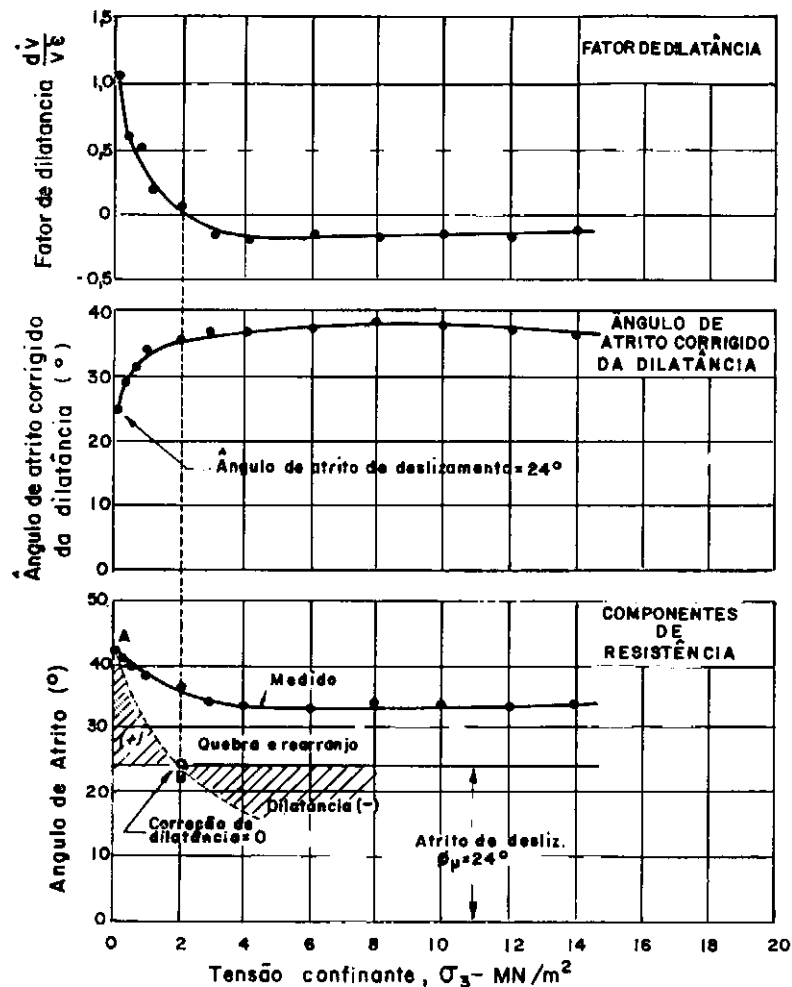


Fig. II.18b - Efeito da dilatação e quebra dos grãos em amostras compactas ($e_1 = 0,61$, $Dr \approx 100\%$) da areia do Rio Sacramento, ensaiadas a baixas e altas tensões (Apud. LEE e SEED, 37).

II.2.6 - Envoltória de Mohr-Coulomb

É comum, nos ensaios triaxiais de rotina, interpretar a resistência ao cisalhamento em termos do critério de Mohr-Coulomb, como pode ser visto na Fig. II.19. Esse critério, para a faixa de tensões encontradas na engenharia de solos, não apresenta nenhum inconveniente mais sério, além do fato de que o plano de ruptura previsto não coincida, em geral, com o plano observado. Esta diferença nas areias, felizmente, não passa de 5° , como relatam LAMBE e WHITMAN (33). Para faixas mais amplas de tensões, no entanto, a envoltória de resistência de ruptura não pode ser assimilada a uma reta sem que se incorra em erros consideráveis, pois a componente de dilatação da resistência é extremamente influenciada pela tensão confinante. Nesses casos é mais correto usar uma envoltória curva, ou segmentos de retas.

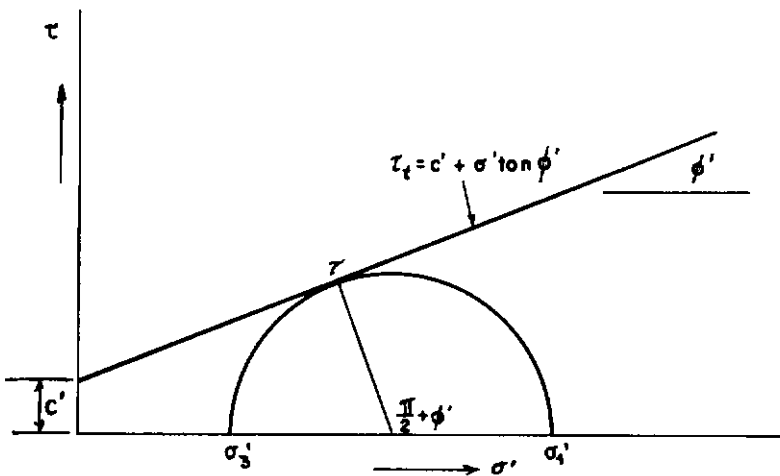


Fig. II.19 - Envoltória de Mohr-Coulomb em termos de tensões efetivas.

O trabalho de LEE e SEED (37) apresenta, também, resultados sobre a forma típica da envoltória de areias (Fig. II.20). Segundo esses autores, sob baixas tensões confinantes, a componen

te da dilatação é a principal responsável pelo elevado valor do ângulo de resistência drenado normalmente observado, fazendo com que a envoltória de ruptura se apresente muito inclinada ("steep"), principalmente para as areias compactas. Sob tensões confinantes médias, um outro fator (pouco significativo sob baixas tensões), a quebra dos grãos, começa a compensar os efeitos já então reduzidos da dilatação, mas não o suficiente para evitar uma suavização na inclinação da envoltória de ruptura ("flatening"), devido a redução dos efeitos da dilatação. Sob tensões confinantes elevadas, a quebra dos grãos e o rearranjo das partículas requerem considerável energia, fazendo com que, juntamente com um possível aumento, ainda que pequeno do ângulo de resistência, a envoltória de ruptura cesse de suavizar-se e volte a subir com um gradiente constante ou até ligeiramente crescente. Esses limites (baixa, média e alta), em que cada uma das componentes da resistência ao cisalhamento é mais ou menos preponderante, variam de solo para solo, sendo principalmente afetados pela constituição mineralógica.

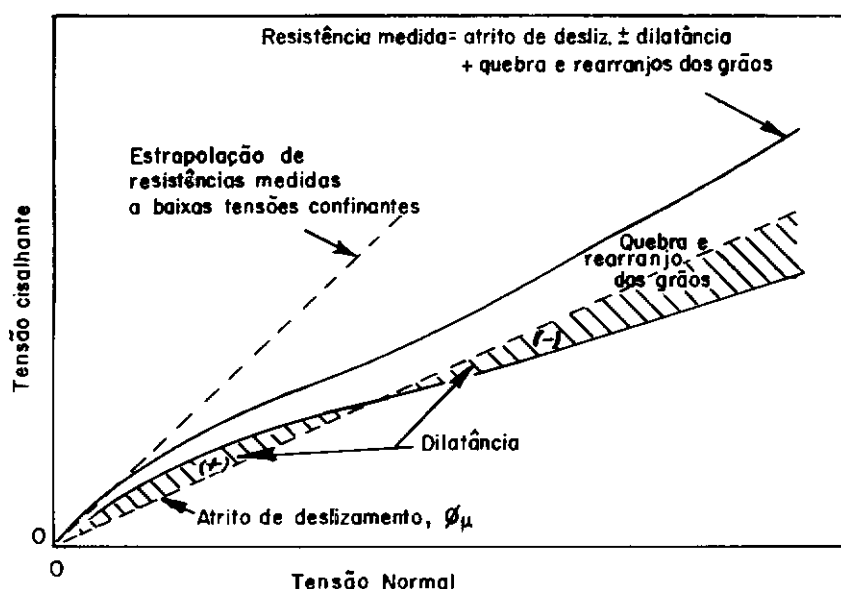


Fig. II.20 - Desenho esquemático das contribuições à envoltória de Mohr das parcelas de atrito, dilatação e quebra dos grãos para o caso de ensaios de cisalhamento drenados em areias (Apur³ LEE e SEED, 37).

A envoltória depende também da densidade relativa, como observa ROWE (60): "The convencional Mohr-Coulomb plot for peak strength gives different plots for each state of packing". A razão dessa dependência, novamente, encontra-se ligada a maior tendência à dilatação das amostras mais compactas em relação às mais fofas.

II.2.7 - Escolha do ângulo de resistência ao cisalhamento drenado para a prática de engenharia

O título vem sugerido por LAMBE e WHITMAN (33) e procede perfeitamente, pois deve ficar clara as aplicações que se podem dar aos diferentes ângulos de resistência ao cisalhamento drenado definidos. O Quadro II.1 divide as aplicações em dois tipos: um relativo à resistência interna do maciço arenoso (contato grão com grão), e outro referente ao deslizamento de areia sobre uma superfície (contato solo/estrutura).

PROBLEMA	ÂNGULO DE ATRITO	FATORES DEPENDENTES
• Resistência interna de areia a pequenas deformações	• Ângulo de atrito de pico	• Composição do solo; índice de vazios inicial; tensão confinante inicial
• Resistência interna de areia a grandes deformações	• Ângulo de atrito último	• Composição do solo; índice de vazios na condição última
• Deslizamento de areia sobre uma superfície lisa	• Ângulo de atrito no contato grão a grão	• Natureza do mineral do solo e superfície
• Deslizamento de areia sobre uma superfície rugosa	• Ângulo de atrito último	• Composição do solo; índice de vazios na condição última

Quadro II.11 - Tipos de ângulo de atrito a serem usados nas diversas situações de engenharia (Apud LAMBE e WHITMAN, 33).

II.2.8 - Correções da resistência no cisalhamento medida

II.2.8.1 - Correção de dilatação

Esta correção não é propriamente uma correção, pois a dilatação é um componente da resistência dos solos granulares, conforme já se viu. No entanto, em algumas aplicações pode ser interessante deduzir da resistência observada, a parcela relativa à dilatação (LEE e SEED, 37 ; RAJU e al., 57). Abaixo são dadas duas expressões propostas que visam este efeito, ainda que conduzam a valores ligeiramente diversos.

$$\text{BISHOP (6)} \quad (\sigma'_1 - \sigma'_3)_r = (\sigma'_1 - \sigma'_3)_r - \sigma'_3 \cdot \frac{\dot{dV}}{V d\varepsilon_1} \quad (\text{II.4})$$

POOROOSHASB e ROSCOE (54)

$$(\sigma'_1 - \sigma'_3)_R = (\sigma'_1 - \sigma'_3) - \frac{\sigma'_1 + 2\sigma'_3}{3} \cdot \frac{\frac{\dot{dV}}{V_1 d\varepsilon_1}}{1 + \frac{1}{3}} \cdot \frac{\dot{dV}}{V \varepsilon_1} \quad (\text{II.5})$$

onde:

$\frac{\dot{dV}}{V}$ - incremento na deformação volumétrica

$d\varepsilon_1$ - incremento na deformação axial

σ'_1, σ'_3 - tensões efetivas principais maior e menor

$(\sigma'_1 - \sigma'_3)$ - tensão desviadora medida

$(\sigma'_1 - \sigma'_3)_r$ - tensão desviadora corrigida da dilatação, segundo BISHOP (6)

$(\sigma'_1 - \sigma'_3)_R$ - tensão desviadora corrigida da dilatação, segundo POOROOSHASB e ROSCOE (54).

II.2.8.2 - Efeitos de penetração de membrana

Comentou-se anteriormente a importância das características dilatantes de um solo granular. No entanto, a qualidade desse conhecimento está muito ligada, entre outros fatores, à acurácia da medida da variação volumétrica. Esta acurácia, por sua vez, pode ser afetada, em maior ou menor grau, pela flexibilidade do sistema e pela penetração da membrana nos interstícios do solo. A Fig. II.21 ilustra esse segundo fator.

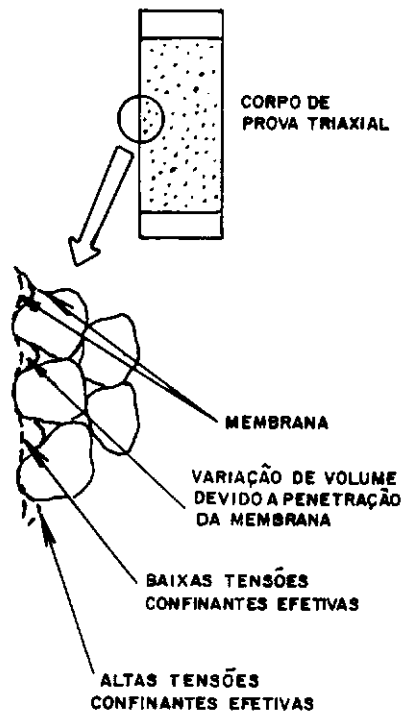


Fig.II.21 - Ilustração sobre o fenômeno de penetração da membrana (LADE e HERNANDEZ, 32)

As incorreções oriundas da flexibilidade do sistema podem ser conhecidas e eliminadas através de uma calibração. Já a penetração da membrana exige mais cuidados, isto porque a magnitude da variação volumétrica associada à penetração da membrana depende de vários fatores nem sempre bem conhecidos. Es

tes fatores são: (1) tamanho médio da partícula, (2) índice de vazios do corpo de prova, (3) valor e variação da tensão confinante efetiva e (4) área da superfície coberta pela membrana. A distribuição granulométrica, a forma das partículas e a espessura da membrana são outros fatores que sob baixas tensões confinantes têm pequena importância. Por outro lado, em solos com tamanho médio de partícula abaixo de 0,1 a 0,2mm, a penetração pode ser desprezada (LEE e SEED, 37).

Várias técnicas foram propostas para a determinação da variação de volume devido a penetração da membrana, como referem LADE e HERNANDEZ (32). Os dois métodos mais simples são os métodos mencionados por FRYDMAN et al. (23), e por ROSCOE et al. (59), que serão os únicos comentados neste texto. No primeiro método, a variação de volume é estimada a partir de relações baseadas no tamanho da partícula. Os comentários que se têm deste método dizem que a estimativa feita é um pouco grosseira.

O método apresentado por ROSCOE et al. (59) apoia-se no princípio teórico de que a variação de volume dos materiais granulares, sob tensão isotrópica, é parcialmente devida à compressão plástica e elástica do esqueleto dos grãos, e parcialmente devida à penetração da membrana. Esse princípio admite, também, que o corpo de prova granular saturado, sob o incremento da tensão confinante e em condições drenadas, comporta-se como um meio isotrópico. Esta última hipótese traz como consequência que a variação de volume da amostra seja igual a três

vezes a deformação axial para cada incremento da tensão confinante. A diferença entre essas duas quantidades medidas de ensaio representaria a variação de volume associada à penetração da membrana. A Fig. II.22 ilustra o modo como é feita a correção neste método.

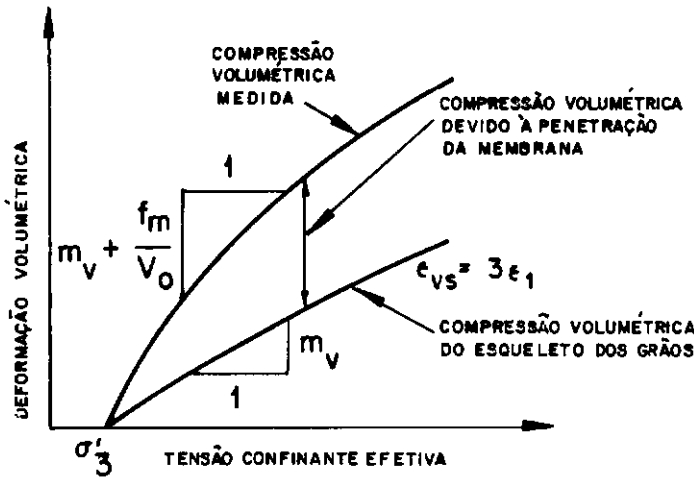


Fig.II.22 - Método de correção do efeito da penetração de membrana (Apud ROSCOE et al., 59).

II.2.8.3 - Atrito do pistão

Os ensaios triaxiais de rotina utilizam uma haste de aço inoxidável para a transmissão da carga axial ao corpo de prova. Esta haste se movimenta livremente no interior de um orifício circular de paredes lisas. O contato entre as superfícies do pistão (haste) e do orifício proporciona o surgimento de uma força de atrito que se opõe ao movimento do pistão. Este estado de coisas adquire importância quando se mede a tensão desviadora do lado de fora da célula triaxial, pois parte da carga aplicada na extremidade superior da haste não é transmitida ao topo do corpo de prova. Verificou-se que a força de atrito

to originada é proporcional à tensão confinante, e que é incrementada pela tendência observada de movimento lateral de corpos de prova (amostras compactas principalmente) próximos e após a ruptura.

Diversos dispositivos foram desenvolvidos para minimizar ou mesmo eliminar este problema. Onde, no entanto, trabalha-se com equipamento convencional, há a necessidade de se proceder a uma calibração desse força com a tensão confinante. Sobre a técnica envolvida nesta calibração, limita-se este trabalho a remeter os interessados aos estudos de BISHOP e HENKEL (10), e LINS (38). De qualquer forma, esta correção tem maior significação em amostras pouco resistentes, podendo para as areias, mesmo na condição fofa, ser desprezada.

II.2.8.4 - Resistência da membrana

O efeito da resistência da membrana, tanto na deformação axial do corpo de prova, como na radial, tem muito pouco significado em materiais granulares, dada a sua mais elevada rigidez. A esse respeito, limita-se este trabalho a indicar a bibliografia adequada: DUNCAN e SEED (10).

II.3 - MODELO DA MECÂNICA DOS SOLOS DOS ESTADOS CRÍTICOS APLICADO ÀS AREIAS. CARACTERÍSTICAS GERAIS.

II.3.1 - Introdução

Apresenta-se a seguir uma abordagem simples e qualitativa do Modelo dos Estados Críticos aplicado a materiais granulares. Nesse nível de estudo, dá-se ênfase à base experimental do Modelo. Assim são analisados resultados típicos de ensaios em solos granulares de onde são deduzidas as principais características do Modelo. Essas considerações serão úteis aos não familiarizados com essa teoria para o exame dos resultados experimentais obtidos pelo Autor, apresentados no item V.4.3. Boa parte - ou a quase totalidade do que se expõe - pode ser encontrada, de maneira mais desenvolvida, no trabalho de ATKINSON e BRANSBY (3).

II.3.2 - Compressão Isotrópica de Areia

A Fig. II.23 apresenta uma idealização, frequentemente aceita, da compressão isotrópica de um solo argiloso*. O estado de uma argila normalmente adensada é representado por um ponto sobre a reta virgem e o seu volume específico ($v=1+e$) é univocamente determinado pelo estado de tensões correspondente.

* p' é a tensão octaédrica definida pela expressão $p' = \frac{\sigma'_1 + \sigma'_2 + \sigma'_3}{3}$,
onde $\sigma'_1, \sigma'_2, \sigma'_3$ são as tensões principais efetivas.

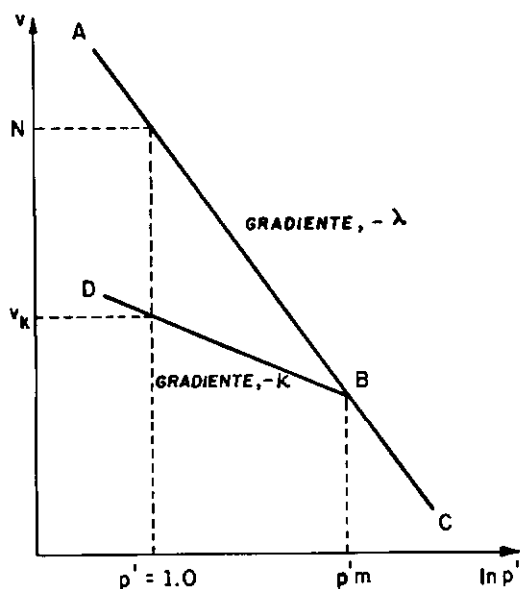


Fig. II.23 - Representação esquemática da compressão isotrópica de solo argiloso.

Resultados de ensaios semelhantes em areias, inicialmente nas condições compacta e fofa, são mostrados na Fig. II.24. Ambos os gráficos começam quase retilíneos (no domínio de tensões comumente encontrado em engenharia de solos), apresentando, em continuação, curvaturas crescentes que se suavizam em altas tensões confinantes, parecendo coincidir, finalmente, numa envoltória comum retilínea (AC).

Estudos realizados com outras areias indicam um comportamento semelhante ao mostrado na Fig. II.24; a posição das linhas dependem, no entanto, da granulometria do solo e da forma dos grãos.

Baseado nesta evidência experimental, é proposta para as areias uma idealização da curva de compressão isotrópica semelhante aquela feita para os solos argilosos. A Fig. II.25 mostra esquematicamente essa idealização para as areias. No gráfi-

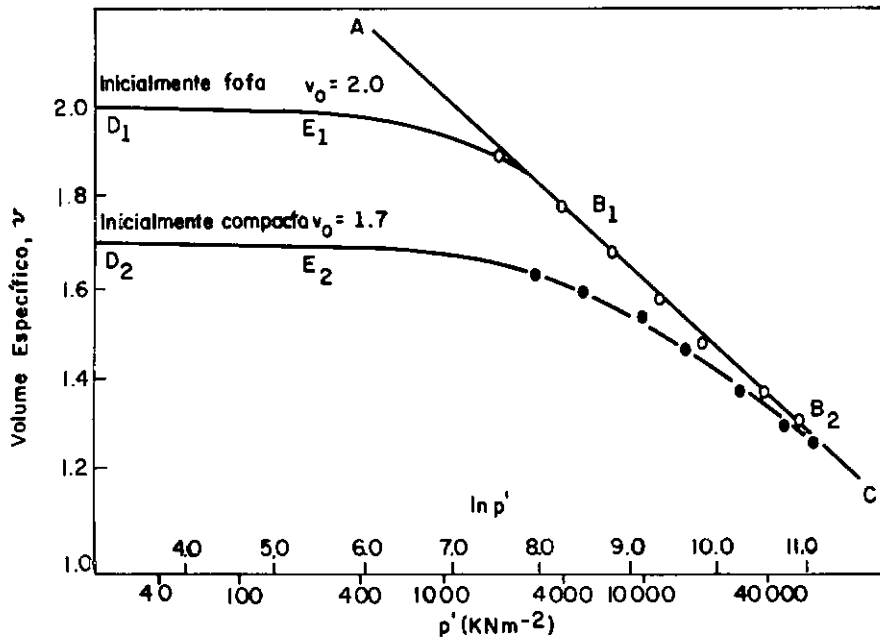


Fig. II.24 - Compressão isotrópica da areia do rio Chattahoochee (Apud. VESIC e CLOUGH, 76).

co desta última figura, denota-se por $-\lambda$ a declividade do trecho de compressão virgem e por $-\kappa$ a declividade do trecho de recompressão (que no caso de areias tem um valor muito baixo).

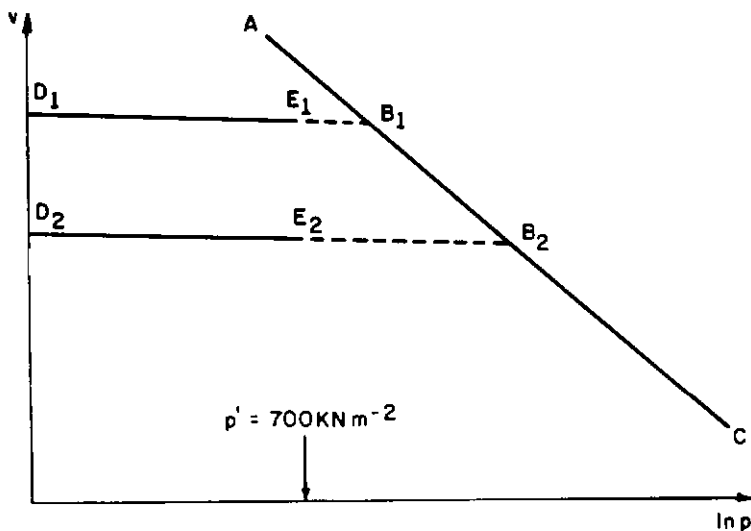


Fig. II.25 - Compressão isotrópica idealizada para um solo arenoso.

Poder tratar de forma muito parecida os materiais coesivos e não-coesivos, como proposto anteriormente, sugere encontrar outras semelhanças entre os comportamentos desses materiais. Assim por exemplo, sob baixos valores de tensões, o comportamento das areias pode ser considerado de forma semelhante ao das argilas sobreadensadas, independentemente de sua história de tensões. Com níveis de tensões mais elevadas, as areias atingem a "linha virgem" (AC) e daí em diante, assumem um comportamento semelhante ao das argilas normalmente adensadas.

II.3.3 - Linha do Estado Crítico

Ao se realizar um ensaio de resistência ao cisalhamento de um solo, distinguem-se dois estados particulares que podem ser atingidos pela amostra. O primeiro estado é o de ruptura ca racterizado pelo valor máximo da tensão desviadora. O segundo estado, que geralmente só é atingido a grandes deformações, é co nhecido por estado último ("ultimate state")*. Diz-se que a amostra submetida a um ensaio de resistência ao cisalhamento atin giu o estado último, também conhecido como crítico, quando:

$$\frac{\delta q'}{\partial \epsilon_a} = \frac{\delta p'}{\partial \epsilon_a} = \frac{\delta v}{\partial \epsilon_a} = 0 \quad (\text{II.6})$$

* ATKINSON e BRANSBY (3) fazem uma diferenciação dos conceitos de resistência do estado crítico e de resistência residual. Quando se referem a estado limite último, têm em mente, apenas, o estado crítico. Para maiores detalhes, ver Seção 15-5 do trabalho daqueles autores.

onde:

$$q' = \sigma'_1 - \sigma'_3 \quad (\text{tensão desviadora})$$

$$p' = \frac{\sigma'_1 + \sigma'_2 + \sigma'_3}{3} \quad (\text{tensão octaédrica efetiva})$$

$$v = 1+e \quad (\text{volume específico})$$

$$\epsilon_a = \text{deformação específica axial}$$

As Figs. II.26a e II.26b ilustram o comportamento típico de solos normalmente adensados. Nesses casos, os estados críticos e de ruptura são atingidos simultaneamente. Não se observa nenhum pico na curva q' versus ϵ_a . No caso de solos sobre adensados (Figs. II.27a e II.27b), os estados de ruptura e crítico não são coincidentes. A curva q' versus ϵ_a apresenta um pico e a curva ϵ_v versus ϵ_a , um ponto de inflexão. Para grandes deformações, o solo tende para o estado crítico e, assim, tanto a curva q' versus ϵ_a , quanto a curva ϵ_v versus ϵ_a tendem a uma horizontal.

O modelo em estudo admite que aos estados críticos esteja associada uma linha no espaço $q' : p' : v$, denominada Linha dos Estados Críticos, para a qual todos os caminhos de tensão, correspondentes ao cisalhamento de um solo, tendem a se dirigir após grandes deformações. A Fig. II.28 mostra a linha dos estados críticos no espaço $q' : p' : v$. Observe-se, também, no plano $q'=0$, a linha correspondente ao adensamento isotrópico virgem.

Na mesma Fig. II.28, observe-se que a linha dos estados críticos, projetada no plano $q':p'$, é uma reta que passa pela

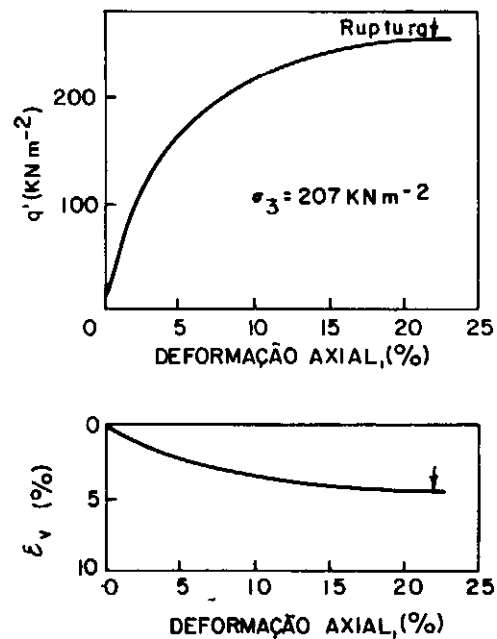


Fig.II.26a - Resultados de ensaio de compressão triaxial drenado em uma amostra normalmente adensada da Weald Clay (Apud. BISHOP e HENKEL, 10).

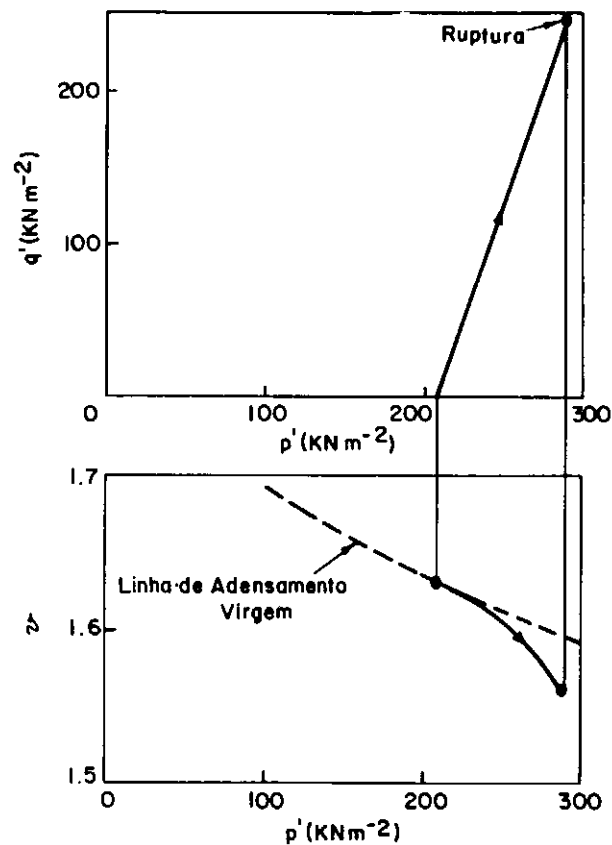


Fig.II.26b - Resultados de ensaios da Fig. II.26a plotados nos espaços $q':p'$ e $v:p'$.

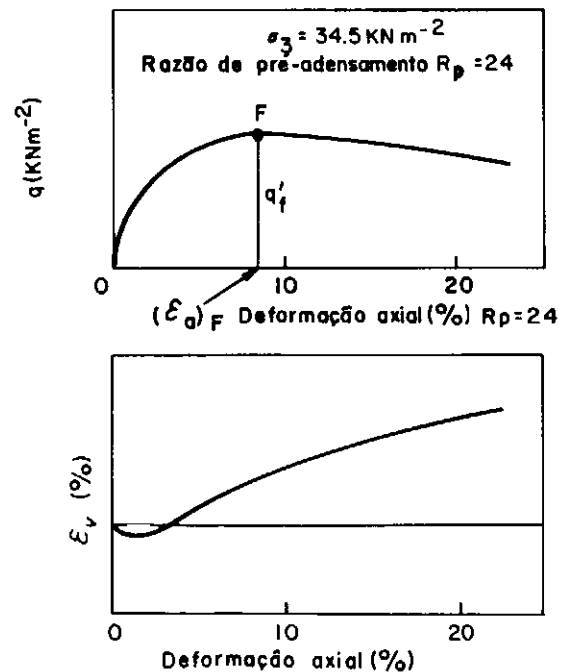


Fig.II.27a - Resultados de ensaio de compressão triaxial drenado em uma amostra sobre adensada da Weald Clay (Apud. BISHOP e HENKEL, 10).

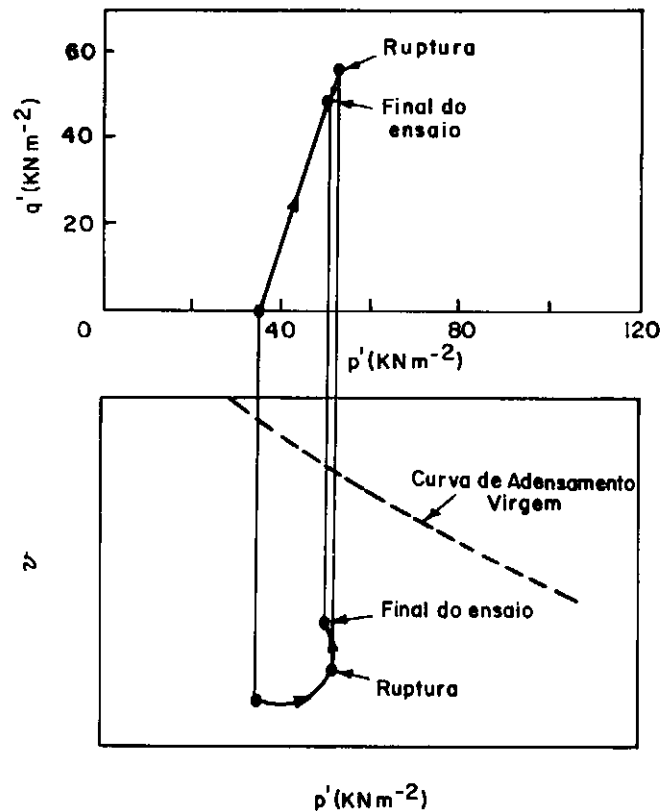


Fig.II.27b - Resultados de ensaio da Fig. II.27a plotados nos espaços $q':p'$ e $v':p'$.

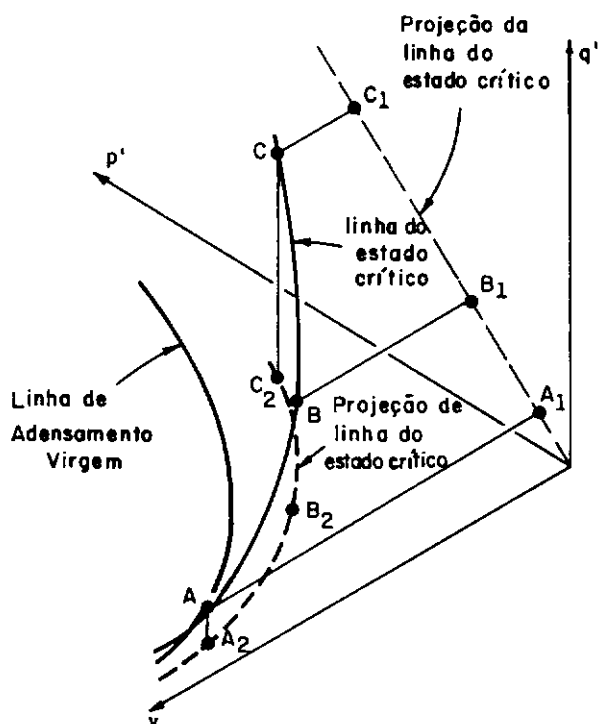


Fig.II.28 - A linha do estado crítico no espaço $q:p':v$.

origem e cuja equação é

$$q' = M p' \quad (\text{II.2})$$

onde M é o seu coeficiente angular. Na Fig. II.28, vê-se, também, que a projeção da linha dos estados críticos é uma curva no plano $v : p'$. No entanto, se os mesmos dados são plotados com eixos $v : \ln p'$, verifica-se que os pontos podem ser ajustados por uma reta; a Fig. II.29 ilustra o que se acabou de dizer. Finalizando, ainda no plano $v : \ln p'$, a teoria dos estados críticos admite, por evidência experimental, que a linha correspondente ao adensamento isotrópico virgem possa ser tomada como paralela à reta correspondente aos estados críticos.

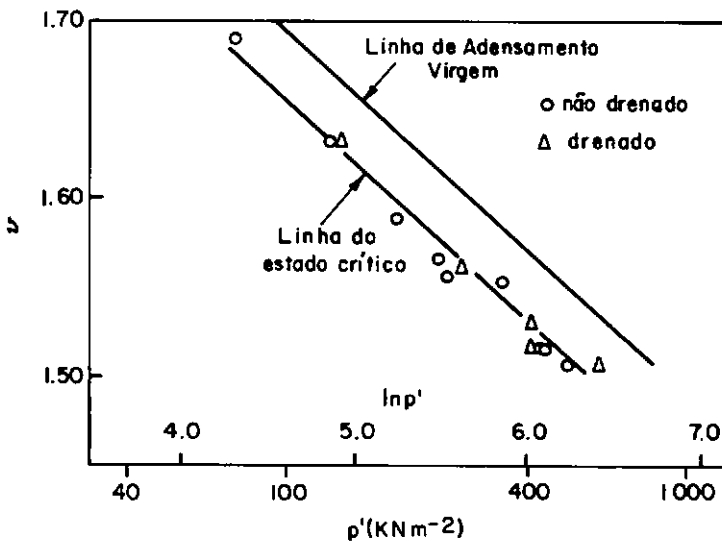


Fig.II.29 - A linha do estado crítico no espaço $v : \ln p'$ (Dados de PARRY, 53).

II.3.4 - Domínios "seco" ("Dry side") e "úmido" ("Wet side") da linha dos estados críticos.

Foi visto que as areias sob baixas tensões confinantes se comportam, independentemente da sua história de tensões, de

forma semelhante às argilas sobreadensadas. Na Fig. II.30 são mostradas as curvas de adensamento isotrópico de duas amostras de areia, uma compacta e outra fofa. Essas curvas mostram um trecho curvo que faz lembrar "o efeito do sobreadensamento" das argilas. Esse efeito é nitidamente maior na amostra compacta, pois o ponto de maior curvatura dessa amostra (que corresponderia à tensão de sobreadensamento das argilas) corresponde a um valor maior de p' .

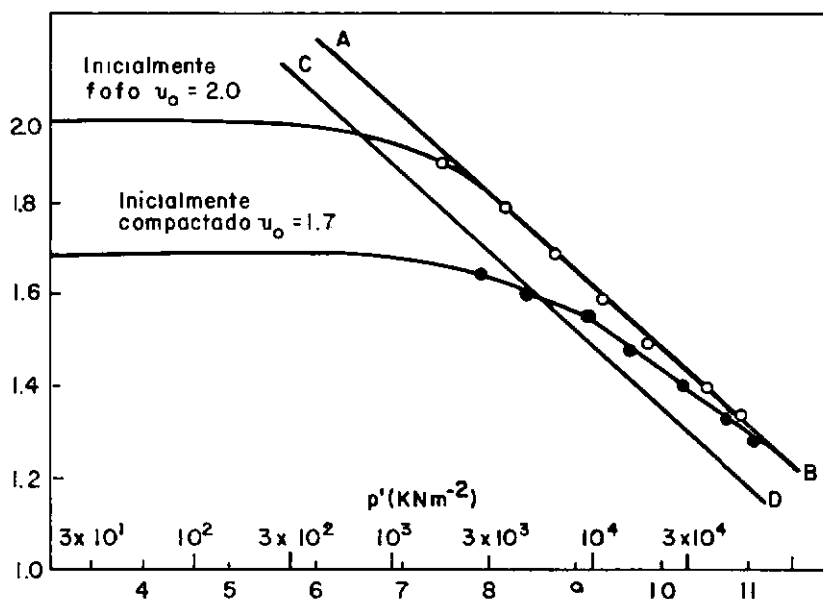


Fig. II.30 - Resultados do ensaio de compressão isotrópica da areia do rio Chattahoochee (Apud VESIC e CLOUGH, 76).

Ainda na Fig. II.30, \overline{CD} representa a linha dos estados críticos. O posicionamento do estado de uma amostra, relativamente a essa linha, é de importância básica no comportamento da amostra durante o cisalhamento como será visto adiante. Uma amostra é dita estar no "domínio úmido" ("Wet of critical") quando seu estado é representado, no plano $v:p'$, por um ponto acima da linha dos estados críticos. Por outro lado, a região do pla-

no $v:p'$, abaixo da linha dos estados críticos, é denominada "domínio seco" ("dry of critical"). Os termos "úmido" e "seco" indicam aqui, que amostras submetidas à mesma tensão octaédrica (p') podem ter um teor de umidade maior ou menor, respectivamente que o de uma amostra cujo estado esteja representado por um ponto sobre a linha dos estados críticos.

A divisão do espaço $v:p'$, nos domínios "úmido" e "seco", é conveniente, pois separa as amostras em dois grupos com comportamentos diferentes no que concerne à variação da poropressão (ensaio não drenados) ou variação de volume (ensaio drenados).

A Fig. II.31 mostra o comportamento de amostras hipotéticas, situadas de um lado e de outro da linha dos estados críticos e submetidas a ensaios triaxiais de compressão. Nesta mesma figura, os caminhos 1 e 2 correspondem a amostras no "domínio seco". Tal como mostrado, as amostras inicialmente se comprimem para logo depois começarem a se expandir. Atingem a ruptura em franco processo de expansão, quando, então, são obtidos os valores máximos da tensão octaédrica, da tensão desviadora e da taxa de variação da deformação volumétrica específica (no plano $v:p'$, a curva do ensaio tem um gradiente vertical). Após a ruptura, as amostras continuam a se expandir (à taxa de variação menores) ao passo que as tensões octaédricas e desviadoras diminuem. Entretanto, essas tendências pós-pico, desaparecem à medida em que as amostras se aproximam da linha do estado crítico. As amostras do domínio "úmido"*, por sua vez, tendem a se compri

* Na Fig. II.31, as amostras do domínio úmido são as de nº 4 e 5.

mir durante todo o ensaio e apresentam um crescimento monótono das tensões octaédricas e desviadoras. Nesse caso, a ruptura e o estado crítico são alcançados simultaneamente, de modo que as tensões octaédricas e desviadoras, além da deformação volumétrica específica, não mais variam.

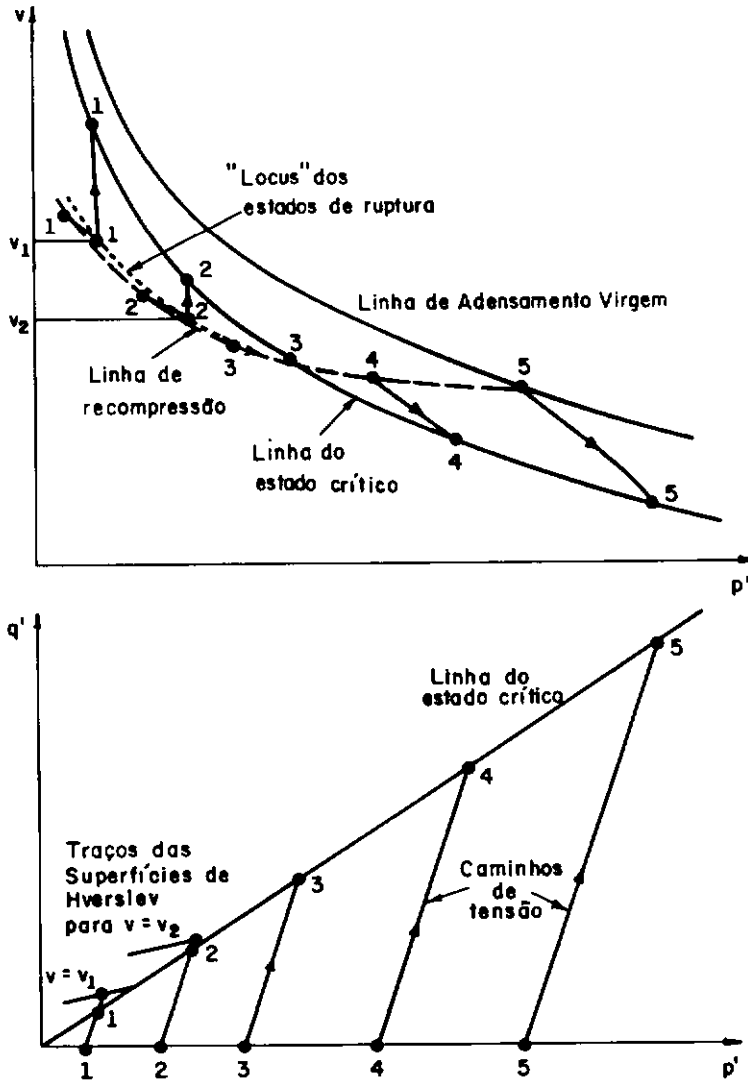


Fig. II.31 - Resultados idealizados de ensaios triaxiais CD em amostras argilosas com diferentes razões de sobreadensamento.

Nos ensaios não drenados, que são realizados a volume constante, as amostras do "domínio seco" procuram se expandir (o que não é permitido), gerando poro-pressões negativas em seu caminho em direção à linha dos estados críticos. Fenômeno inverso

ocorre com amostras do "domínio úmido". Em seu caminho rumo à linha dos estados críticos, as amostras do domínio úmido procuram se comprimir, gerando poro-pressões positivas. Os dois casos são mostrados na Fig. II.32.

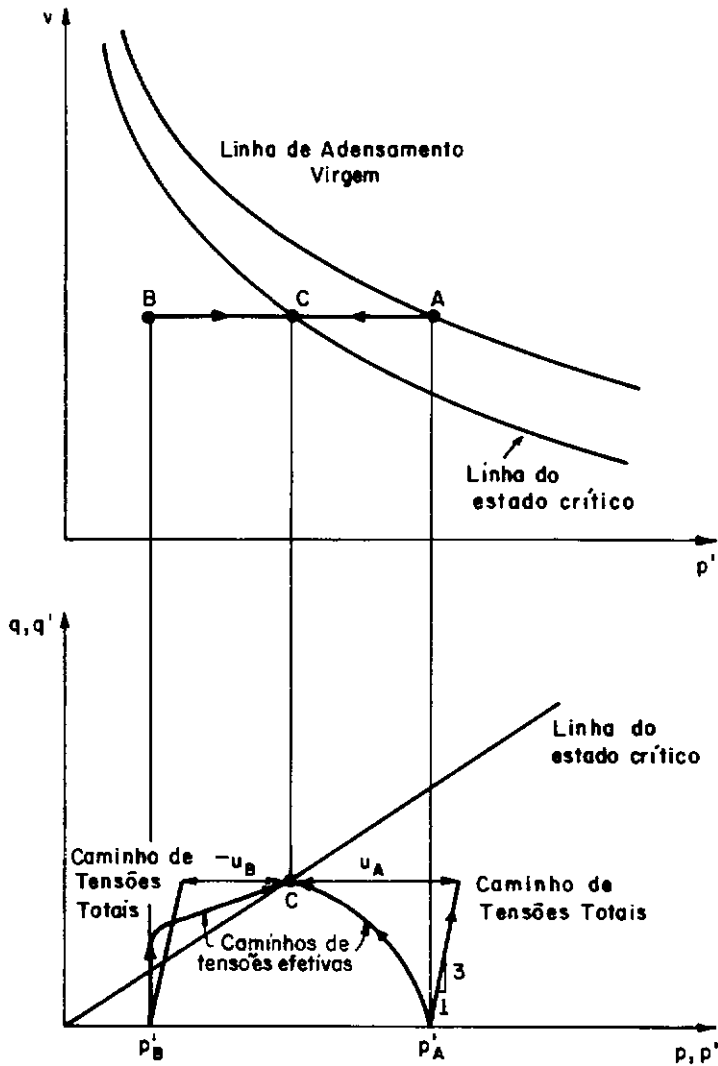


Fig. II.32 - Resultados idealizados de ensaios triaxiais CŪ em amostras argilosas, uma delas normalmente adensada (A) e a outra sobreadensada (B).

Parry (53) realizou um importante estudo sobre a tendência das amostras no momento da ruptura. Ele observou que na ruptura as amostras do "domínio seco" se movem em direção à linha dos estados críticos com uma "avidez" (traduzida pela taxa de variação da deformação volumétrica específica) proporcional à dis-

tância do ponto que a representa à linha dos estados críticos (caso de ensaios drenados). No caso de ensaios não drenados, o fenômeno se manifesta de forma semelhante expresso na taxa de variação da pressão neutra na ruptura (Fig. II.33).

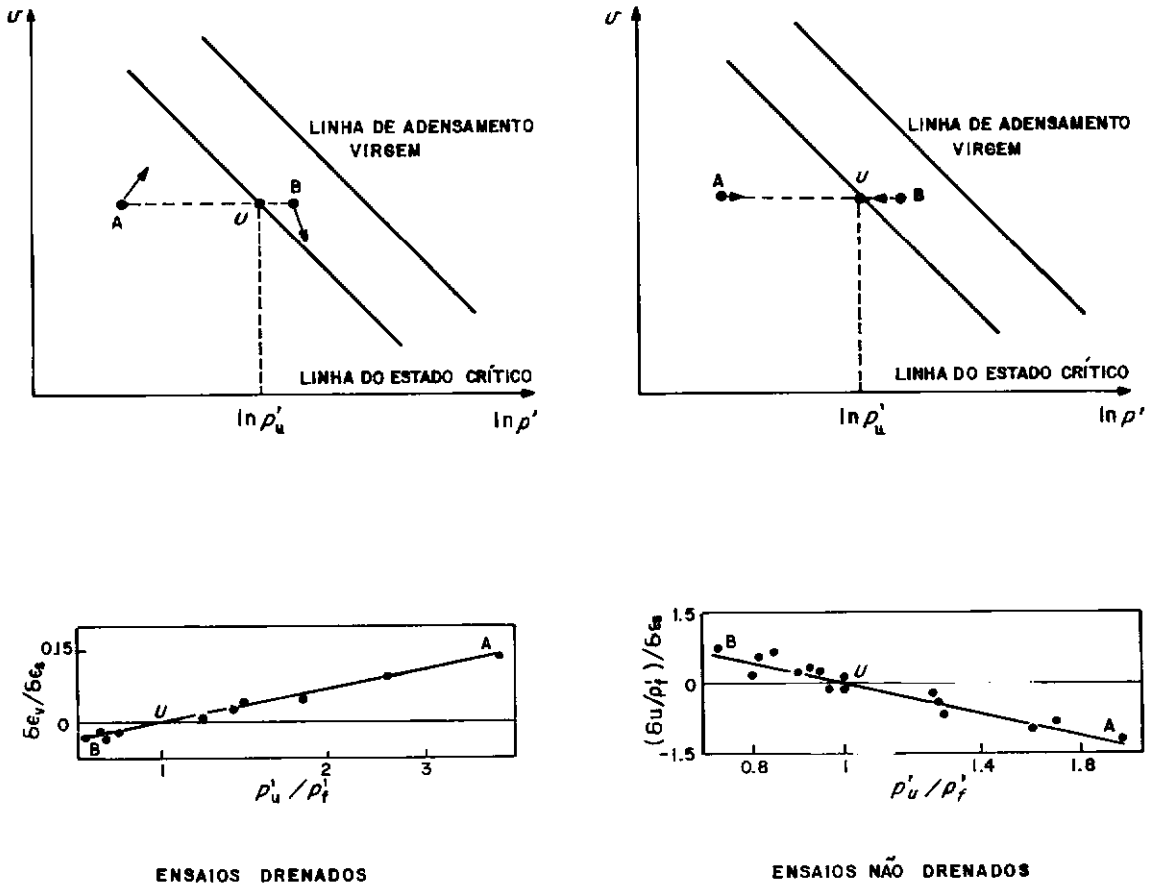


Fig.II.33 - Tendências das amostras no momento de ruptura de se dirigirem à linha do estado crítico nos casos drenado e não drenado (Apud PARRY, 53).

II.3.5 - Normalização do comportamento das areias

O conceito de normalização de comportamento dos solos é muito importante em Mecânica dos solos, pois permite de forma compacta estudar suas características.

A teoria dos Estados Críticos, no tocante a normalização dos solos, trata de maneiras distintas os solos coesivos e os não-coesivos. As razões dessa diferença de tratamento podem ser melhor vistas e compreendidas no trabalho de ATKINSON e BRANSBY (3).

A normalização do comportamento das areias compreende o uso de uma escala baseada no tamanho da seção p' constante da superfície de estado limite*. Este efeito é conseguido através da definição do parâmetro v_λ , que constitui uma medida direta da posição de uma amostra no espaço $v:p'$ com relação à linha do estado crítico. A Fig. II.34 mostra, esquematicamente como é

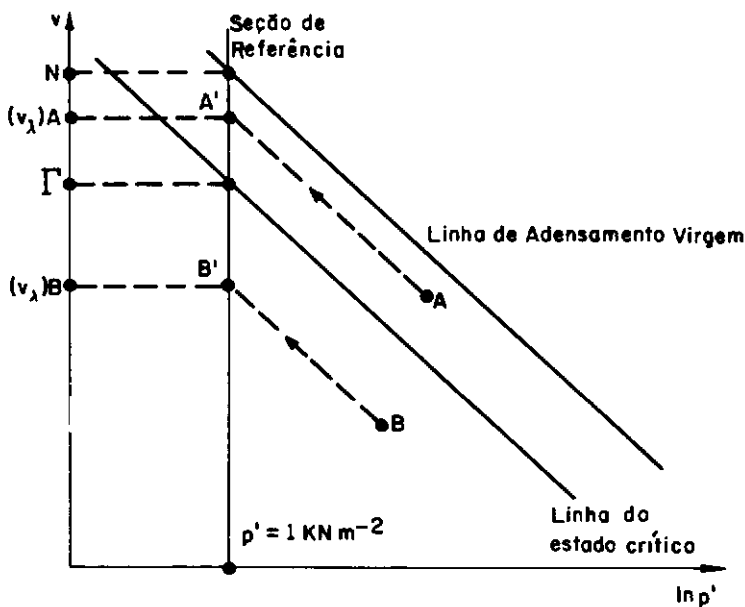


Fig. II.34 - Método de determinação do parâmetro de normalização

v_λ

feita a determinação do parâmetro v_λ . Nota-se que as amostras cujos pares de tensão octaédrica e volume específico estiverem,

* A existência da superfície de estado limite para as areias é dada como hipótese.

no plano $v:\ln p'$, alinhadas numa paralela à linha dos estados críticos, terão o mesmo valor do parâmetro v_λ . Dessa forma, os pontos da linha do estado crítico terão um único valor ($v_\lambda = \Gamma$). Analiticamente, o parâmetro v_λ define-se abaixo

$$v_\lambda = v + \lambda \ln p' \quad (\text{II.8})$$

O parâmetro v_λ , como definido acima, depende principalmente do volume específico, uma vez que λ tem um valor pequeno para as areias.

Ao se utilizar o parâmetro v_λ , o que se faz também é trazer todos os pontos com tensão octaédrica diferente para uma única seção de referência, com tensão octaédrica igual a unidade. Esse procedimento escala a tensão octaédrica na razão $1/p'$. A tensão desviadora, correspondente à tensão octaédrica normalizada, deve ser também escalada pelo mesmo fator ($1/p'$). Desta forma, no plano normalizado $q'/p' : v_\lambda$, indicado na Fig. II.35, todos os pontos da linha do estado crítico se reduzem a um ponto ($q'/p' = M$; $v_\lambda = \Gamma$) e todos os pontos da linha de adensamento isotrópico virgem, idem ($q'/p' = 0$; $v_\lambda = N$).

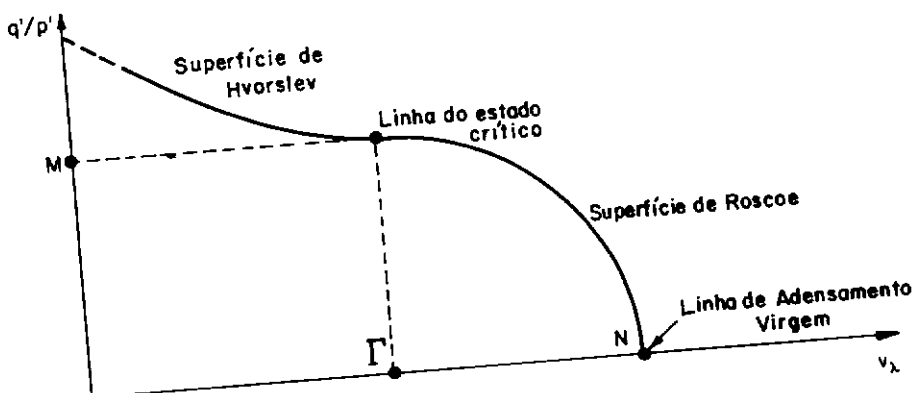


Fig. II.35 - Plano de referência no espaço normalizado $q'/p' : v_\lambda$

Um exemplo de emprego dos parâmetros normalizados pode ser visto na Fig. II.36 que apresenta resultados de ensaios de resistência do cisalhamento, tipo cisalhamento simples, em que a amostra é submetida a um estado plano de deformações. Neste trabalho de STROUD (72), referido por ATKINSON e BRANSBY (3), os parâmetros utilizados s' e t' - mais apropriados às características deste ensaio - são os correspondentes a p' e q' vistos anteriormente. Os parâmetros s' e t' se definem como segue:

$$s' = \frac{1}{2} (\sigma'_1 + \sigma'_3)$$

$$t' = \frac{1}{2} (\sigma'_1 - \sigma'_3)$$

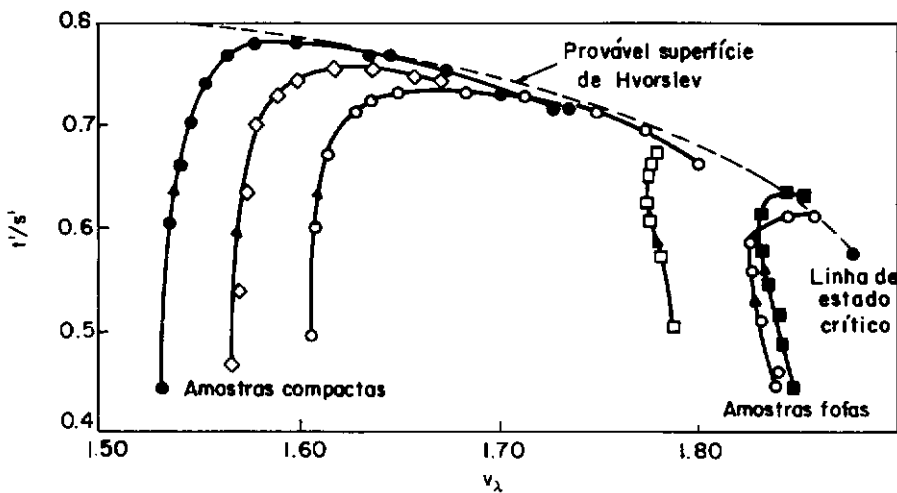


Fig. II.36 - Resultados de ensaio "simple shear", com a tensão vertical constante, realizados em amostras de LEIGHTON BUZZARD e plotados no espaço normalizado $t'/s':v_\lambda$ (Apud. STROUD, 72).

II.3.6 - Superfícies de estado

A linha tracejada da Fig. II.36 - envolvendo os trechos dos caminhos de tensão após a ruptura ($\text{máx } t'/s'$) e terminando

A linha que une o ponto C ao ponto N na Fig. II.38 representa, no espaço $q' : p' : v$, uma superfície que se desenvolve entre a linha do estado crítico e a linha do adensamento isotrópico virgem (e também do anisotrópico virgem). Essa superfície é denominada superfície de Roscoe e corresponde ao lugar geométrico onde estão todos os caminhos de tensão das amostras normalmente adensadas.

As superfícies de Roscoe e de Hvorslev compõem a superfície de estado limite da teoria dos Estados Críticos; foram propostas, inicialmente, para os solos coesivos e depois estendidas para solos não coesivos.

II.3.7 - Deformações plásticas e elásticas

As deformações que experimenta o solo, ao percorrer um caminho de tensões qualquer, são vistas na teoria do Estado Crítico como as correspondentes a de um material elasto-plástico. As deformações plásticas, nesta teoria, somente ocorrem quando a amostra percorre a superfície de estado limite. Deste modo, caminhos de tensões abaixo da superfície de estado limite provocam, como consequência, deformações puramente elásticas.

no ponto correspondente aos estados críticos (no plano normalizado $t'/s' : v_\lambda$) - é um lugar geométrico conhecido por superfície de Hvorslev. Essa superfície é parte da superfície de estado limite estabelecida pela teoria dos estados críticos.

As Figs. II.37 e II.38 se referem a ensaios hipotéticos em areias saturadas nas condições drenada e não drenada. Em ambos os casos, a superfície de Hvorslev separa regiões onde seria possível ou não a existência de um estado de tensões.

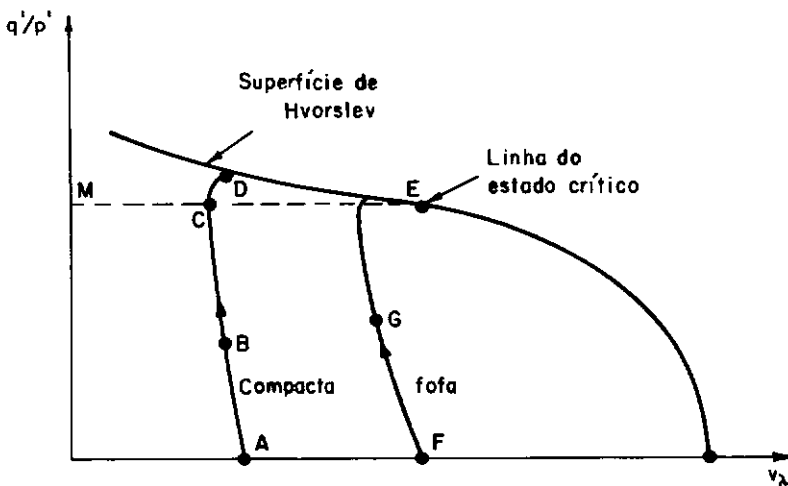


Fig. II.37 - Caminhos de tensão para ensaios drenados em amostras fofas e compactas de areia no espaço normalizado $q'/p' : v_\lambda$.

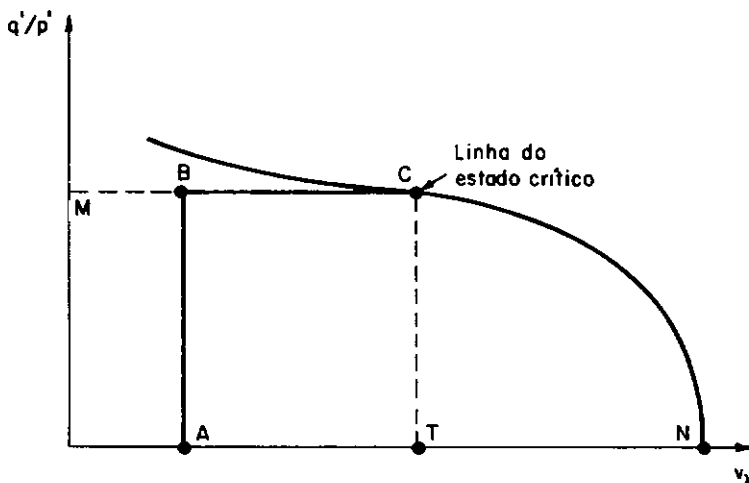


Fig. II.38 - Caminhos de tensão para ensaios não drenados em areias compactas no espaço normalizado $q'/p' : v_\lambda$.

CAPÍTULO III

REVISÃO BIBLIOGRÁFICA DAS TÉCNICAS PRINCIPAIS DE ENSAIO EM LABORATÓRIO COM MATERIAIS GRANULARES

III.1 - PREPARAÇÃO DE AMOSTRAS

III.1.1 - Introdução. Amostras Reconstituídas

A técnica usual para se estudar as características geotécnicas de solos granulares, em laboratório, tem sido, em geral, lançar mão de amostras reconstituídas do material, no domínio de densidades relativas existentes no campo. Tal procedimento se deve a pouca disponibilidade de amostras indeformadas em razão das dificuldades de amostragem e, também, da incerteza da qualidade dessas amostras.

III.1.2 - Descrição dos métodos usuais

III.1.2.1 - Introdução

As condições de umidade e o modo de depositar a areia são duas características preliminares presentes em qualquer método de preparação de amostras. A areia a ser depositada para a formação do corpo de prova pode estar nas seguintes condições de umidade: seca, saturada e úmida. No método que usa areia seca, ela é preparada secando-a ao ar ou na estufa (105-110°C). A

via saturada requer que a areia seja misturada num recipiente com água deaerada, até cobri-la, e a mistura ser submetida à fervura sob vácuo durante 15 minutos, ou à pressão ambiente durante 30 minutos (valores práticos). Já na via úmida, adiciona-se quantidades determinadas de água deaerada à porção(ões) separada(s) previamente de areia seca em estufa, homogeneizando-se bem e, deixando a mistura descansar em recipientes fechados (saco plástico) na câmara úmida, durante 24 horas. Quanto ao modo de depositar a areia, esta etapa é feita, geralmente com auxílio de uma colher. No entanto, dá-se o caso, como se verá, em que o próprio modo de depositar areia constitui o método em si (Fig.III.1a e III.1b).

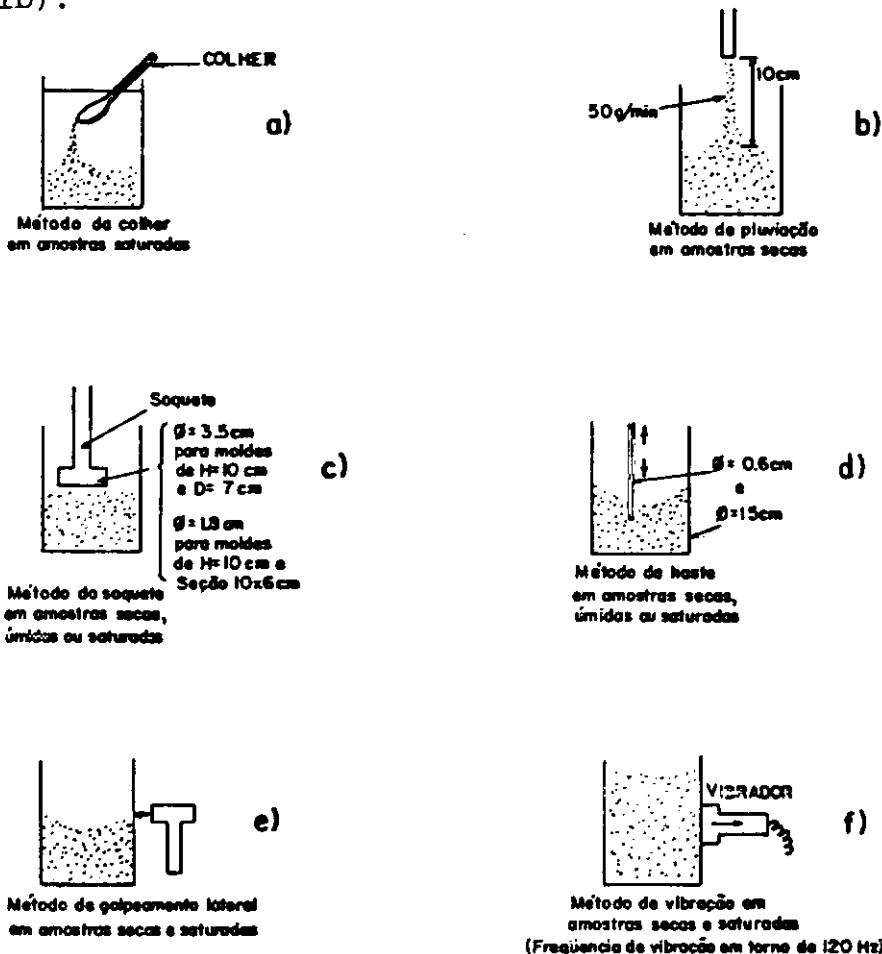


FIG.III.1 - Principais métodos de preparação de amostras reconstituídas de solos granulares (Apud. TATSUOKA et al., 73).

III.1.2.2 - Pluviação no ar ("Pluviation")

O método consiste em verter areia seca através de um recipiente de abertura pré-selecionada. Uma dada vazão, controlada pela abertura escolhida, produz, como resultado, um corpo de prova com uma determinada densidade relativa (Fig. III.1b). MULILIS et al. (45) e MIURA e TOKI (44) comentam que a abertura do bocal e a altura de queda seriam os fatores intervenientes na determinação da densidade relativa do corpo de prova; no entanto, acrescentam que o fator mais importante corresponderia à abertura do bocal. Esse método parece ser desaconselhado para solos granulares com coeficiente de desuniformidade* superiores a 5 (problemas de segregação).

III.1.2.3 - Pluviação na água ou sedimentação

Verte-se areia saturada no molde cheio d'água (Fig. III.1a). Obtém-se, com esse procedimento, amostras fofas; desejando-se maiores compacidades, procede-se a vibração até se atingir a densidade relativa desejada (método misto). O método em questão apresenta o mesmo inconveniente da segregação para solos não uniformes.

III.1.2.4 - Compactação com o uso de soquete ("tamping")

Independentemente da umidade, a areia é compactada com

* Coeficiente de desuniformidade $C_u = D_{60}/D_{10}$, onde D_{60} , D_{10} são diâmetros dos grãos na análise granulométrica.

um soquete, usando-se um determinado nº de golpes (Fig. III.1c). É usual fazer-se, também, como alternativa, que uma determinada quantidade de areia seja compactada dentro de um molde de volume conhecido até que se atinja um valor de densidade relativa pré-estabelecido. Os corpos de prova podem ser formados compactando-se todo o material de uma só vez ou fazendo-se a compactação em camadas (3, 5, 8, ...). Neste caso, é muito usada a recomendação de LADD (29) de subcompactar as camadas inferiores, uma vez que a compactação de cada camada sucessiva compacta as inferiores; tal procedimento foi proposto a fim de obterem-se corpos de prova mais uniformes.

III.1.2.5 - Compactação com auxílio de uma haste ("Rodding")

A areia depositada em qualquer condição de umidade é compactada com o uso de uma haste, introduzindo-se-a de forma dinâmica e de tal sorte que a distribuição dos golpes seja uniforme (Fig. III.1d). Semelhantemente ao método anterior (e comum a todos métodos que utilizam compactação), pode-se fazer a compactação em camadas, valendo, igualmente, a recomendação de subcompactar as camadas inferiores.

III.1.2.6 - Compactação por meio de golpes na parede lateral do molde ("tapping")

A areia, na condição seca ou saturada, é compactada por meio de golpeamento na parede lateral do molde, cuidando-se de variar a direção dos golpes (Fig. III.1e). Para compactação em camadas, vejam-se os comentários anteriores.

III.1.2.7 - Compactação com uso de um vibrador ("Vibration")

A areia, em qualquer condição de umidade, é submetida a um movimento de vibração que pode ser tanto vertical como horizontal (Fig. III.1f); a frequência de vibração geralmente, é alta*, embora sejam relatadas experiências que utilizaram baixas frequências**. Os corpos de prova formados com este procedimento apresentam densidades relativas correspondentes ao tempo de duração de aplicação da vibração. A colocação de sobrecarga, ainda que seja uma prática bastante difundida, tem sua eficiência questionada por vários pesquisadores. Para a compactação em camadas, vejam-se os comentários anteriores.

III.1.2.8 - Variantes

- i) Método do Frasco ("Flask method", MULILIS et al. , 45). Utiliza um balão de vidro, onde é acomodada a areia seca, tendo ajustado na boca, uma rolha com uma perfuração central de determinado diâmetro. O conjunto é invertido, e a areia é deixada fluir para o molde, fazendo-se, simultaneamente, um movimento uniforme de rotação (Fig. III.2). A densidade relativa do corpo de prova, assim obtido, é controlada pela abertura do furo da rolha.
- ii) MSP ("Multiple Sieving Pluviation", MIURA e TOKI , 44). Este

* Frequência alta em solos, algo da ordem de 120HZ

** Frequência baixa em solos, algo da ordem de 20HZ ou menos

método de pluviação é melhor descrito no item IV.2.1. . Consiste, basicamente, num dispositivo em que a areia seca é depositada num funil de bocal com diâmetro variável; deixada fluir pelo funil, a areia passa através de uma série de peneiras de malha conhecida, que tem por finalidade espalhar o fluxo concentrado que sai da boca do funil; produz-se dessa forma uma verdadeira "chuva" uniforme de areia, cuja "intensidade" é controlada pela abertura do bocal (Fig. III.3).

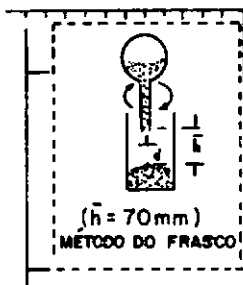


FIG. III.2 - Método do frasco
(Apud. MULILIS et al., 45).

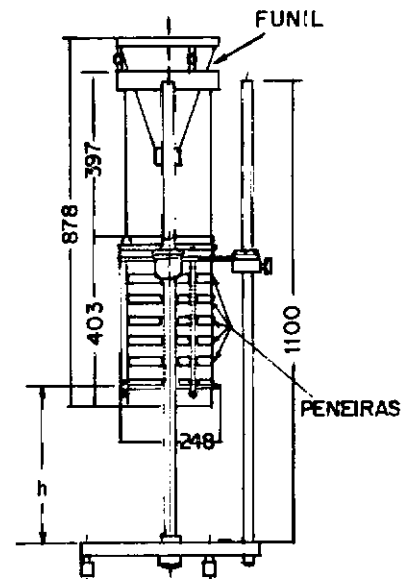


FIG. III.3 - Método MSP
(Multiple Sieving
Pluviation, Apud.
MIURA e TOKI, 44).

- iii) Método descrito por BISHOP e HENKEL (10) de Pluviação na água. Trata-se de um procedimento ligeiramente diferente daquele descrito anteriormente; em vez de usar uma colher para depositar a areia saturada, deixando-a sedimentar, BISHOP e HENKEL (10) realizam essa etapa com o uso de um funil, onde acomodam a areia previamente saturada.
- iv) Método descrito por ODA (47) de preparação de corpos de prova anisotrópicos. O procedimento seguido por ODA (47) utiliza o método da pluviação na água com o molde inclinado

de diferentes ângulos. A Fig. III.4 é auto-explicativa.

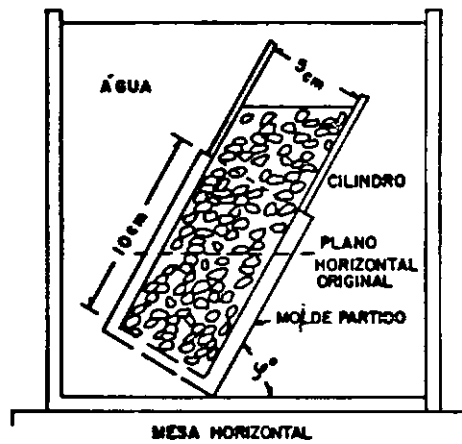


Fig. III.4 - Método de preparação de corpos de prova anisotrópicos (Apud. ODA, 47).

III.1.3 - Influência do método de preparação sobre os resultados do ensaio

III.1.3.1 - Evidência experimental

Nos trabalhos com materiais granulares, é muito raro ver alguma referência de que o método de preparação de amostras reconstituídas possa ter influência nos resultados do ensaio. LADD (28), inclusive, chama a atenção de que em vários artigos nem sequer o procedimento adotado na preparação de amostras é descrito. Tal atitude, no entanto, tem sido contestada por vários pesquisadores a partir de ensaios estáticos e dinâmicos em solos granulares com diversos métodos de preparação de amostras. MIURA e TOKI (44) relatam significativas diferenças, principalmente em ensaios triaxiais de extensão. LADD (28), estudando liquefação de areias em ensaios cíclicos, conclui que os resultados daquele ensaio poderiam ser sensivelmente afetados pelo método

de preparação; do mesmo modo concluem MULILIS et al. (45) e outros autores.

MULILIS et al. (46) observaram, também, que as diferenças encontradas não eram sempre as mesmas, segundo se variasse o tipo de solo; sugerem, então, que as diferenças seriam, também, função do tipo de solo. ODA (47) verificou que essa influência era marcante nos solos granulares com partículas angulares e alongadas (pequena esfericidade; Fig. III.5).

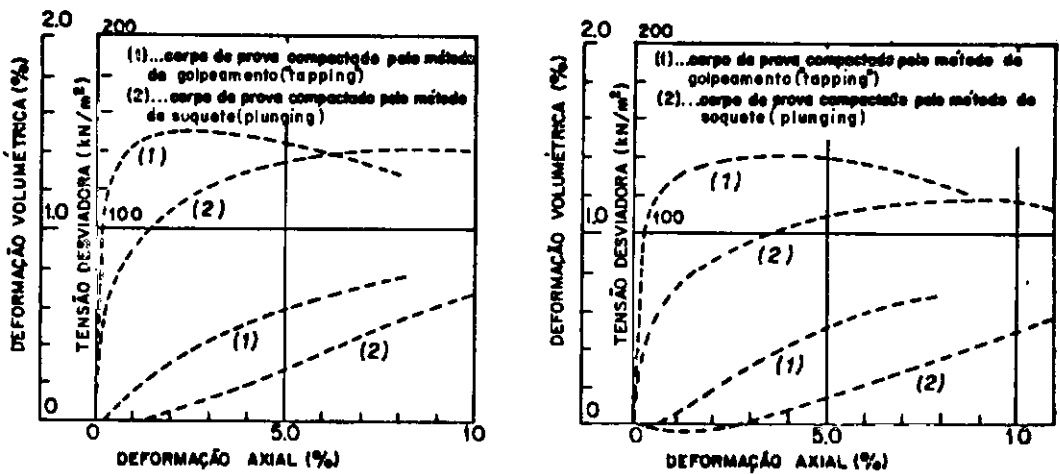


Fig. III.5 - Resultados de ensaios triaxiais com areia de Toyura preparados segundo dois métodos (Apud. ODA, 47).

III.1.3.2 - Importância do arranjo dos grãos ("Fabric")

Constatadas as diferenças introduzidas no ensaio pelos métodos de preparação de amostras, buscou-se uma explicação para os resultados. ODA(47), ARTHUR e MENZIES(2) verificaram que as propriedades de resistência ao cisalhamento e deformação sob carregamento quase-estático dependiam, fortemente, das característi-

cas do arranjo dos grãos ("Fabric").

O "Fabric" de um material é definido pelo arranjo de suas partículas e dos vazios associados (BREWER, 13). De acordo com ODA et al. (51), o conceito de "Fabric" para uma amostra de material granular macroscopicamente homogênea deve incluir: uma medida de orientação individual das partículas ("orientation fabric") e uma medida que reflita a relação entre as partículas ("packing"). Aclarando melhor esses conceitos:

"Orientation fabric". É uma medida do "Fabric" que descreve o arranjo preferido das partículas, consideradas individualmente, com relação a um referencial tridimensional. Por outro lado, "packing", é uma medida do "fabric" que descreve a geometria do arranjo do grupo de partículas, isto é o seu posicionamento relativo. Para fixar idéias, os conceitos de "orientation fabric" e "packing" estão esquematicamente ilustrados na Fig. III.6.

Na pesquisa de ODA (47), ele comenta que o "fabric" de suas amostras era resultado tanto da forma das partículas como do modo como elas foram depositadas.

Dos trabalhos de vários desses pesquisadores (ODA, 47 ; ARTHUR e MENZIES, 2; ODA e KCISHIKAWA, 49), depreende-se também, a constatação de que a areia, quando depositada sob ação da gravidade, mostra uma anisotropia em termos de resistência ao cisalhamento. A explicação encontrada para as anisotropia seria devido ao alinhamento preferencial das partículas ao plano de deposição ou acamamento. Alguns autores chamam esse resultado

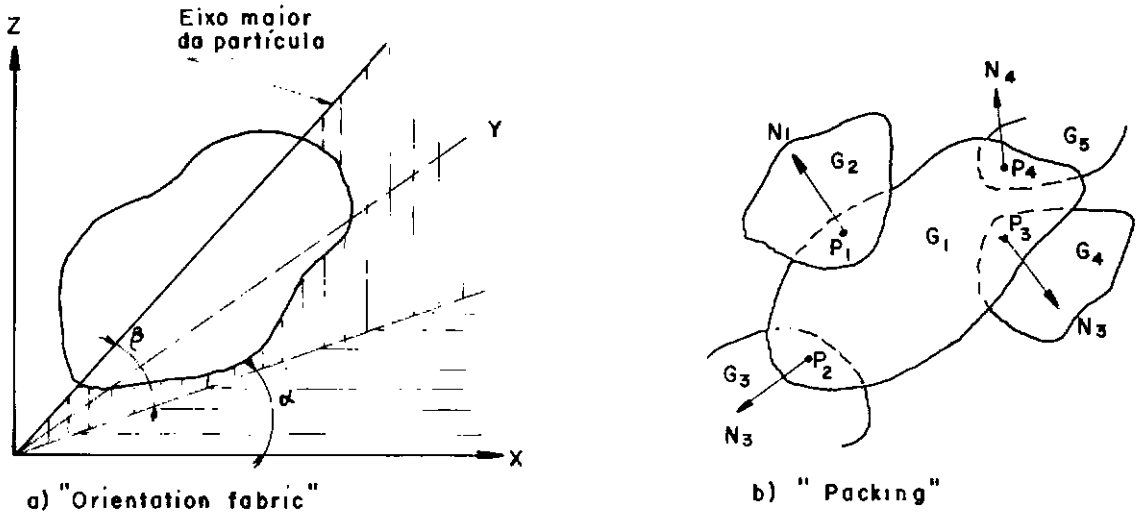


FIG.III.6 - Arranjo das mãos ("fabric") em materiais granulares (Apud ODA, 51).

do "fabric" inicial de anisotropia inerente.

III.1.3.3 - História de tensões e deformações (História de Moldagem)

MAHMOOD et al. (42), estudando a compressibilidade das areias preparadas segundo dois métodos (pluviação no ar e vibração), contribuem para o avanço no estudo da influência do método de preparação nos resultados do ensaio. Os autores, proposi-
tadamente, eliminam a variável "partículas angulares e alongadas", utilizadas por ODA (47) ao trabalharem nos seus ensaios com a areia de Monterey nº 0, de grãos arredondados e muito pouco alongados.

Nas lâminas verticais examinadas (Fig. III.7.a,b,c), MAHMOOD et al. (42) verificaram que, tanto no caso de amostras preparadas por pluviação como naquelas preparadas por vibração,

a distribuição do eixo maior aparente das partículas era randômico (sem uma orientação preferencial); e somente no caso de uma supervibração (vibração prolongada) ocorria um alinhamento preferencial das partículas, da ordem de 40° em relação a horizontal (Fig. III.7.d).

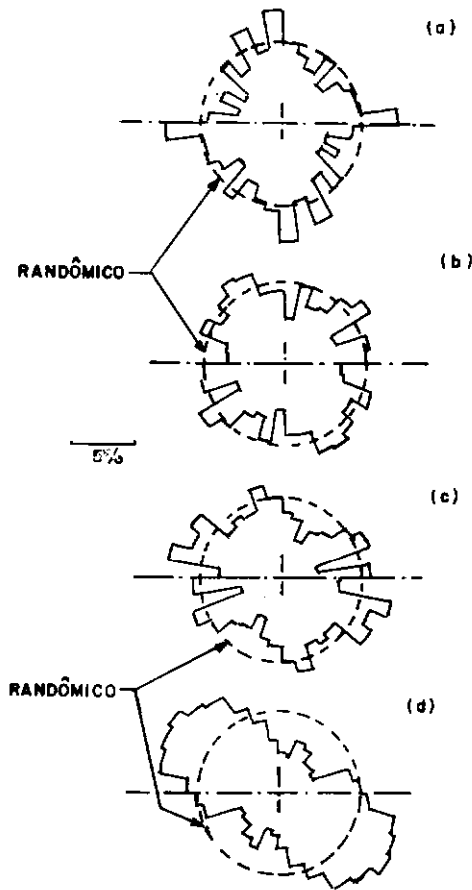


FIG.III.7 - Orientação dos grãos para corpos de prova de areia de Monterey: (a) pluvição densidade = $1,58 \text{ g/cm}^3$, $D_r = 53\%$; (b) pluvição, densidade = $1,72 \text{ g/cm}^3$, $D_r = 106\%$; (c) vibração, densidade = $1,69 \text{ g/cm}^3$, $D_r = 97\%$; (d) vibração, densidade = $1,71 \text{ g/cm}^3$, $D_r = 104\%$. (Apud. MAHMOOD et al., 42).

Os resultados do ensaio oedométrico, no entanto, indicaram diferenças significativas, salva a dispersão, entre amostras preparadas segundo um e outro método. Comparando-se as amostras de aproximadamente mesma densidade relativa, ambas sem

orientação preferencial das partículas como se viu (Fig. III.7b e c), MAHMOOD et al. (42) observaram que a amostra preparada por pluviação apresentou-se mais compressível que a preparada por vibração (Fig. III.8).

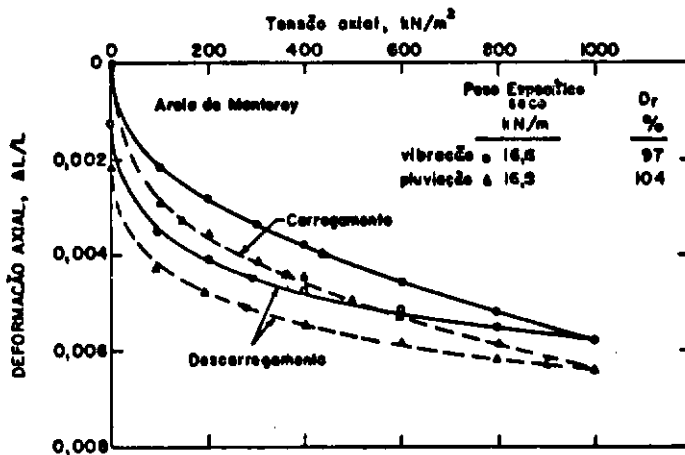


FIG.III.8 - Efeito do método de preparação de amostras na compressão axial de uma areia compacta. (Apud. MAHMOOD et al., 42).

A explicação que MAHMOOD et al. (42) encontraram para as diferenças observadas nos ensaios oedométricos foi a de que essas discrepâncias poderiam ser atribuídas à diversidade no estado inicial de tensões. Esclarecendo melhor essas palavras, o corpo de prova preparado por vibração adquiriria, um arranjo eficiente em resistir a um determinado tipo de solicitações (devido a compactação vibratória), o que o tornava também mais resistente às deformações durante o carregamento estático (ensaio oedométrico). No corpo de prova preparado por pluviação, os grãos se arranjariam sem se submeterem a nenhuma ação adicional externa, além da gravitacional, o que explicaria sua maior compressibilidade para baixas tensões.

Na opinião do Autor, os fatos relatados e as explicações encontradas dão a entender que tudo se passa como efeito de

"fabrics" diferentes ("packing"), originados por histórias de tensões durante a moldagem (história de moldagem) também diferentes.

III.1.4 - Simulação das Condições de Campo versus Método de Preparação dos corpos de prova

III.1.4.1 - Introdução

Considerando-se válidas, em maior ou menor grau, as considerações anteriores, os métodos de preparação dos corpos de prova em laboratório devem ser tais que reproduzam não só a porosidade, como também o "fabric" e a história de tensões e deformações de campo. Assim, não é indiferente o uso de um determinado método, independentemente das características de formação do solo em questão.

Por outro lado, a influência do método de preparação nos resultados dos ensaios de resistência ao cisalhamento se faz notar máxime no domínio das pequenas deformações; essa observação é bastante razoável já que, para grandes deformações, as amostras se aproximam do estado último, e a história de tensões e deformações do ensaio "apagam", pelo menos parcialmente, a história de tensões e deformações gerada durante a moldagem.

Pensando em pequenas deformações e de acordo com as idéias acima, MIURA e TOKI (44) chegam a afirmar que um método de preparação amostras é já uma forma de história de tensões e deformações.

III.1.4.2 - Solos sedimentares

A maioria dos solos não coesivos são de origem sedimentar, formados, principalmente, pela intemperização física de rochas e transportados por diversos agentes (V. Quadro III.1). As características inerentes a cada processo de transporte e deposição conferem ao solo formado determinadas peculiaridades como o formato dos grãos e o "fabric". A deposição dos sedimentos, via de regra, dá-se segundo camadas horizontais, ficando o depósito, por força da superposição das camadas subjacentes, submetido ao estado de tensões geostáticas.

	Água	Ar	Gelo	Gravidade	Organismo
Tamanho	Redução por solução Pouca abrasão em transporte em suspensão, alguma abrasão e impacto em transporte de tração	Considerável redução	Considerável quebra e impacto	Considerável impacto	Leve abrasão em transporte de matéria orgânica
Forma e esfericidade	Arredondamento de areia e pedregulho	Alto grau de arredondamento	Partículas angulares de base chata	Angular, não esférica	
Textura da superfície	Areia: lisa, polida, espatulada. Silte: pouco efeito	Impacto origina superfícies crestadas	Superfícies estriadas	Superfícies estriadas	
seleção	Considerável seleção	Grande seleção (progressiva)	Pouquíssima seleção	sem seleção	

Quadro III.1 - Efeitos do transporte de sedimentos na formação dos solos granulares (Apud LAMBE e WHITMAN, 33).

ODA e KOISHIKAWA (49) examinaram detalhadamente os "fabrics" de amostras indeformadas de rios, praias e areias de dunas; eles verificaram que esses depósitos "in situ" podiam ser caracterizados por um "fabric" anisotrópico, devido a uma orientação preferencial das partículas. Além disso, eles observaram, também, que essa anisotropia podia ser simulada em laboratórios, bastando para isso que se usasse um procedimento adequa-

do. Os autores utilizaram os métodos de pluviação e de golpeamento lateral ("tapping").

III.1.4.3 - Solos com "fabric" artificiais

Nas áreas de pavimento e de barragem de terra, é muito difundida a idéia de se buscar nos ensaios de laboratório a simulação das características de como o solo será compactado no campo. Assim, por exemplo, o ensaio de impacto tipo Proctor, em laboratório, corresponde ao uso de rolo pneumático no campo; por sua vez, o ensaio tipo Harvard ou de amassamento tem como seu correspondente no campo o equipamento conhecido como rolo pé de carneiro. No caso de material granular, a técnica de compactação, em geral, faz uso de vibração; assim, em laboratório, o estudo da areia de filtro de uma barragem, deveria ser feito, preparando-se os corpos de prova com o método da vibração.

III.1.5 - Limitações e Qualidades dos Métodos de Preparação de Amostras

III.1.5.1 - Intervalo de Valores de densidade relativas

Nem todos os métodos proporcionam, de maneira fácil e rotineira, a obtenção de uma faixa ampla de densidades relativas. O Quadro III.2 dá uma idéia das possibilidades a esse respeito das principais técnicas de preparação de corpos de prova granulares vistas neste trabalho.

MÉTODO DE PREPARAÇÃO	CONDIÇÕES DE UMIDADE	FAIXA DE DENSIDADES RELATIVAS (%)	REFERÊNCIAS
MSP (PLUVIAÇÃO NO AR)	SECO	25 a 103	MIURA e TOKI (44)
GOLPEAMENTO LATERAL ("TAPPING")	SECO	40 a 90	
COMPACTAÇÃO C/HASTE ("RODDING")	ÚMIDO	30 a 80	
PLUVIAÇÃO NA ÁGUA	SATURADO	42 a 60	DIVERSOS PESQUISADORES
VIBRAÇÃO	QUALQUER	MEDIANAMENTE COMPACTA A MUITO COMPACTA	

Quadro III.2 - Faixas de D_r que podem ser obtidas segundo vários métodos de preparação de amostras.

III.1.5.2 - Uniformidades

É uma característica importante do método ser ele capaz de produzir corpos de prova com densidade uniforme, tanto quanto possível, em todo o seu volume, evitando, com isso, as desuniformidades que comprometem os resultados. MULILIS et. al. (46) apresentam um estudo comparativo a esse respeito, utilizando diversos métodos de preparação. Ver Quadro III.3.

CAMADA	PLUVIAÇÃO	FREQUÊNCIA DE VIBRAÇÕES (%)		
		BAIXA (SETE CAMADAS)	ALTA (SETE CAMADAS)	ALTA (UMA CAMADA DE 180 mm)
1	55	49	50	64
2	56	51	49	46
3	53	50	46	37
4	55	52	55	48
média	55	50	49	49
máxima	-	-	-	-
variação	3	3	9	27

Quadro III.3 - Uniformidade de distribuição de densidade relativa ao longo da altura do c.p. em vários métodos de preparação de amostras (Apud Mulilis et al., 46).

III.1.5.3 - Reprodutibilidade

A maior ou menor capacidade de um método em reproduzir uma e outra vez as mesmas características de um corpo de prova (igual densidade relativa) corresponde, na prática, à verificação do grau de dispersão dos resultados em torno de um valor desejado de densidade relativa. Um método será tanto melhor (nesse particular), quanto menor for essa dispersão, Quadro III.4. Em geral, tem-se verificado em um mesmo método, que a dispersão é maior nas baixas densidades relativas (areias fofas) e menor nas densidades relativas altas (areias compactas).

MÉTODO DE PREPARAÇÃO	TÉCNICO	NÚMERO DE AMOSTRAS	DENS.REL. MÉDIA (%)	DESVIO PADRÃO	COEF. DE VARIAÇÃO(%)
MSP (PLUVIAÇÃO NO AR, SECO)	X	12	55,8	0,78	1,4
	X	13	55,3	0,56	1,0
	Z	10	54,9	0,54	1,0
FRASCO (PLUVIAÇÃO NO AR, SECO)	Y	10	55,0	2,15	3,9
	Z	11	53,6	2,84	5,3
GOLPEAMENTO (SECO)	X	12	53,9	2,45	4,5
	Z	13	55,3	2,10	3,8
SOQUETE (ÚMIDO)	X	11	54,2	1,10	2,0
	Y	10	55,4	1,82	3,3
	Z	11	55,0	1,43	2,6

Quadro III.4 - Repetibilidade de determinada densidade relativa em vários métodos (Apud MIURA e TOKI, 44).

III.1.5.4 - Mineralogia

Solos granulares de composição mineralógica pouco resistente (Ex.: areias calcáreas) podem contra-indicar a utiliza

ção de um método de impacto ou mesmo vibração. Alguma verificação de quebra de grãos deve ser feita caso o método escolhido seja um dos acima mencionados e se esteja interessado no comportamento do material "in situ".

III.1.5.5 - Granulometria

Alguns métodos são mais sensíveis em induzir a segregação de um solo não uniforme, o que os contra-indicam de serem utilizados com materiais com coeficiente de desuniformidade elevados (areia mal graduada, areia média ou grossa com silte). LADD (29) faz restrições neste sentido ao método de pluviação.

III.2 - SATURAÇÃO DE CORPOS DE PROVA

III.2.1 - Técnicas de Saturação

III.2.1.1 - Introdução

No contexto da Mecânica dos Solos, toma-se como técnicas de saturação, os procedimentos que possibilitam o preenchimento pela água do volume de vazios de uma amostra, sem interferir no arranjo das partículas de solo.

As técnicas de saturação têm como princípios algumas leis físicas. São elas:

- i) Mantida constante a temperatura, a diminuição de volume de um gás pode ser conseguida com o aumento da pressão (lei de Boyle);
- ii) A pressão reinante num gás contido num determinado volume, a uma dada temperatura, é proporcional a sua massa;
- iii) Num sistema ar/água em equilíbrio, à temperatura e pressão dadas, haverá uma certa quantidade de ar dissolvido na água.

III.2.1.2 - Água de saturação

A água utilizada para saturação dos corpos de prova deve, em geral, atender alguns requisitos. O primeiro deles é que a água deve ser destilada. Esse requisito tem razão de ser na medida em que a água de torneira (de rua) contém dissolvi-

dos sólidos e bactérias. Essas impurezas podem ocasionar uma troca iônica ou outras reações indesejáveis com os materiais do solo, e dessa forma afetar os resultados.

Os cuidados com a água de saturação são ainda maiores, pois esta deve estar também livre de ar dissolvido (deaerada, isto significando a presença de uma quantidade de ar dissolvido muito menor da que seria possível nas condições de temperatura e pressão ambientes). Essa situação de deaeração pode ser conseguida, submetendo-se a água destilada, contida num recipiente adequado, a uma pressão inferior à atmosférica ou fervendo-se-a durante 30 minutos (valor prático). Alternativamente, pode-se aplicar as duas técnicas simultaneamente o que faz diminuir o período de fervura para 15 minutos. Feita a deaeração, a água deve ser deixada resfriar, evitando-se, a esse tempo, chacoalhá-la ou passá-la de um recipiente para outro. Sendo a difusão do ar na água muito baixa, procedendo-se como acima mencionado, somente a porção superficial da água será afetada desde que se limite o tempo da exposição ao ar.

III.2.1.3 - Percolação

Como será visto neste estudo, a técnica de percolação está presente em todos os procedimentos destinados a elevar o grau de saturação. Por percolação entende-se aqui o fluxo de água através do corpo de prova, provocado por meio de um diferencial de pressões. Um dos modos de estabelecer este diferencial é diminuindo a pressão numa extremidade do corpo de prova, à medida que a água é injetada na outra extremidade pela pressão

atmosférica. Outra maneira é aplicar água sob pressão numa extremidade, recolhendo a água percolada na outra extremidade sob pressão atmosférica. Uma combinação dos dois procedimentos acima também é prática usual.

O processo de percolação é lento e sua eficácia em geral baixa. É um método ainda utilizável em materiais granulares, mas ineficaz para solos de baixa permeabilidade (LOWE e JOHNSON, 40). Um inconveniente sério é a presença de forças consideráveis de percolação, advindas do emprego de diferenciais elevados de pressão. Essas forças, dependendo do sentido do fluxo, tendem a imprimir um pré-adensamento ao corpo de prova ou provocar sua liquidação (areias fofas, fluxo ascensional). Há casos em que não se deve, em hipótese alguma, utilizar a percolação, quais sejam: quando houver possibilidade de alteração da natureza eletrolítica do fluido dos poros e quando houver risco de lixiviação de sais solúveis constituintes do corpo de prova.

Pelo exposto, pode-se concluir que a técnica de percolação por si só não constitui um bom caminho e pode mesmo ser contraindicada para a consecução da saturação completa. No entanto, como se verá, associada a outras técnicas, ela será imprescindível para a obtenção de bons resultados.

III.2.1.4 - Pressão Negativa ("Vácuo")

Mencionou-se, anteriormente, a utilização de pressão negativa como meio de se obter o diferencial de pressões necessário à percolação. Tal procedimento implica também na extração de água e ar do corpo de prova, o que contribui por si só para a

elevação do grau de saturação. A pressão negativa aplicada é tão mais eficaz quanto maior for o seu valor em módulo; mas há um fato importante que limita este valor: pré-adensamento induzido pela pressão negativa. No caso de amostras de material granular, esse pré-adensamento corresponde também à tensão efetiva induzida inicialmente, de modo a retirar o molde utilizado para preparação do corpo de prova, e tem ficado na faixa de 7 a 25 kN/m².

Ulteriores desenvolvimentos na técnica de pressão negativa foram apresentados por RAD e CLOUGH(55). Eles descrevem um procedimento que permite utilizar todas as vantagens da técnica de pressão negativa, imprimindo um pré-adensamento tão pequeno quanto se queira, ao mesmo tempo compatível com o uso de uma pressão relativa negativa, em módulo, elevada. Essa pressão negativa é atingida através de decrementos aplicados simultaneamente, interna e externamente ao corpo de prova, mantendo-se inalterado o estado de tensões efetivas.

III.2.1.5 - Contra-pressão

É a mais difundida técnica de saturação. Consiste em se incrementar lenta e simultaneamente a pressão da água dos poros e a pressão da câmara confinante, provocando com isso um afluxo de água para o corpo de prova que tende a ocupar os vazios deixados pelo ar em razão da sua diminuição de volume (Lei de Boyle) e/ou sua entrada em solução na massa de água (lei de Henry). As variações do grau de saturação do corpo de prova acontecem sem que haja variação de seu volume (mesmo para solos

parcialmente saturados) já que o estado de tensões efetivas permanece inalterado. A contra-pressão é elevada em incrementos pequenos (em geral de 50kN/m^2) até que se obtenha a saturação.

LOWE e JOHNSON (40) recomendam que os incrementos de contra-pressão devam durar o tempo suficiente para que o sistema ar/água atinja uma situação de equilíbrio (situação em que não se observa mais a entrada de água no corpo de prova). Esse tempo varia desde poucos minutos a algumas horas.

BLACK e LEE (11), retomando o estudo da técnica de contra-pressão, tornam mais claros os conhecimentos sobre o fenômeno ao separarem os dois efeitos do aumento da contra-pressão nas águas dos poros. O primeiro efeito corresponde ao afluxo de água para o corpo de prova devido a compressão do ar dos vazios submetido a um dado incremento de pressão; A parcela de tempo para o equilíbrio do sistema ar/líquido devido a este fator é função da permeabilidade e, portanto, em materiais granulares é praticamente imediata. O segundo efeito corresponde ao afluxo de água para o corpo de prova em substituição da porção adicional de ar que se dissolve em razão do incremento de pressão. O tempo para o equilíbrio devido a este último fator é função das características de difusão do ar na água nos poros. Este efeito tem uma duração maior e completa a ação da contra-pressão no estágio.

A técnica de contra-pressão é um procedimento em si mais eficaz que as técnicas até agora vistas, mas pode apresentar alguns inconvenientes quando utilizada sozinha. Entre eles está a necessidade de se utilizar níveis elevados de contra-pres

são para saturar corpos de prova com grau de saturação inicial muito baixo. Trabalhar com essas altas pressões demanda cuidados especiais e elas também nem sempre são disponíveis em laboratório. O tempo envolvido para se atingir a saturação completa (100%) constitui, algumas vezes, outro fator limitante (ver discussão mais adiante).

III.2.1.6 - Técnica mista, aplicação de pressão negativa + percolação

Consiste em submeter inicialmente o corpo de prova a uma pressão negativa durante alguns minutos. Terminada a aplicação da pressão negativa, ainda sob sua ação residual, libera-se a entrada de água pelas extremidades do corpo de prova. Em continuação procede-se como no caso de percolação. O uso conjunto dessas duas técnicas aumenta a eficiência das técnicas individuais, mas ainda não dispensa, na maioria dos casos, o uso de outros procedimentos para atingir a saturação.

III.2.1.7 - Técnica mista, percolação + contrapressão

Esta técnica mista prevê inicialmente o uso de percolação, de modo a provocar a elevação do grau de saturação inicial e com isso diminuir a contrapressão necessária à saturação completa (2^a etapa). É muito boa a eficiência que se obtém com esse procedimento, o que o torna, talvez, de uso mais corrente.

III.2.1.8 - Técnica mista, percolação de CO_2 + percolação de água + contra-pressão

É uma combinação de técnicas de uso limitado, mas de excelentes resultados práticos. A técnica de saturação começa com percolação de CO_2 gasoso, num gradiente baixo (para evitar ar ocluso), através do material granular na condição seca. O CO_2 é introduzido pela extremidade inferior do corpo de prova, saindo pelo topo através de um tubo cuja extremidade está imersa num bēquer com água. Após a percolação de CO_2 , que dura 20 minutos, inicia-se a percolação com água deaerada. Nesta etapa faz-se percolar pelo corpo de prova um volume de água deaerada 1,5 a 2,0 vezes maior que o volume de vazios. Segue-se por último, o uso da técnica de contrapressão como o descrito anteriormente. As duas etapas de percolação podem ser feitas antes ou depois da introdução do corpo de prova na câmara confinante.

A idéia de substituir o ar dos vazios por CO_2 (o CO_2 é mais pesado que o ar) surge em razão de se aproveitar sua maior solubilidade na água (aproximadamente 49 vezes mais solúvel na água que o ar). Essa solubilidade do CO_2 na água é tal que, em temperatura e pressão ambientes, um volume do gás pode se dissolver em um igual volume de água deaerada.

A etapa do contra-pressão pode ser até desnecessária para a saturação completa, como indicam os resultados obtidos por LADE (31), que dá valores para o parâmetro B de SKEMPTON (68) entre 0,97 e 1,00.

A observação feita inicialmente quanto às limitações de

aplicação referem-se a que necessariamente o material deva ser granular (1), estar seco (2) e que o solo seja inerte perante o CO_2 (3). Uma contra-indicação do método seria o seu emprego com areias calcáreas.

III.2.1.9 - Técnica mista, aplicação de pressão negativa + percolação + contra-pressão

Reporta-se aqui à técnica apresentada por RAD e CLOUGH (55). Esta técnica onde todo o processo de saturação se realiza com o corpo de prova já montado na câmara triaxial- utiliza a aplicação de pressão negativa elevada (baixa pressão absoluta), interna e externamente ao corpo de prova. A diferença positiva entre as pressões negativas, externa e interna, faz com que o corpo de prova esteja submetido a uma tensão efetiva (estado hidrostático) positiva. Essa pressão negativa elevada (baixa pressão absoluta) é alcançada, gradativamente, em estágios, e uma vez atingido o valor desejado, ele é mantido por um curto período de tempo (1 a 5 min.). Procede-se à percolação de água deaerada pelo corpo de prova ; em seguida faz-se a aplicação da contra-pressão. O valor da contra-pressão é inicialmente negativo, passando, com a sucessão dos estágios e incrementos, e dependendo do valor do parâmetro B de SKEMPTON (68), a valores positivos.

Essa técnica mista pode ser utilizada com o solo granular em qualquer condição de umidade; ela é relativamente mais eficiente para os solos mais secos; solos úmidos exigem maior tempo de aplicação da pressão negativa (5 min. nos estágios). O tamanho das partículas influi também na duração da aplicação de

pressão negativa; os solos finos são os mais beneficiados com essa técnica mista, mas exigem um tempo maior de aplicação da pressão negativa.

III.2.1.10 - Fundamentação teórica da técnica de contra-pressão

Vários autores apresentaram estudos de saturação de solos com o fluido dos poros submetido a pressão diferente da atmosférica (HILF, 26 ; BISHOP, 7 ; LOWE e JOHNSON, 40 ; SCHUURMAN, 66 ; BLACK e LEE, 11 ; e FREDLUND, 22). Esses autores* mencionam como leis básicas que regem o fenômeno as que seguem:

- (i) Lei de Boyle-Mariotte: estabelece que para um gás perfeito, a uma dada temperatura, o produto da pressão do gás pelo seu volume é constante;
- (ii) Lei de Henry: diz que, a uma dada temperatura, a massa de gás que pode ser dissolvida numa massa infinita de líquido é diretamente proporcional à pressão do gás;
- (iii) Equação de Kelvin (tensão superficial): enuncia que a pressão interna numa bolha de ar é mais elevada que a da água que a circunda, devido ao efeito de tensão superficial na interface ar/água.

* BISHOP (7) utiliza somente as duas primeiras leis, mas não deixa de mencionar os fatores não considerados, julgando-os de pequena influência prática.

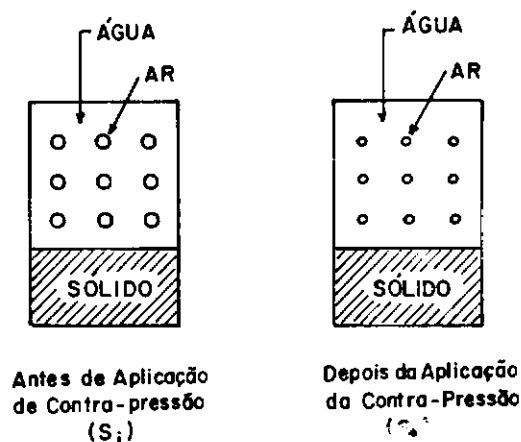


Fig. III.9 - Representação esquemática das fases do solo, antes e depois da aplicação da contra-pressão.

A* Fig. III.9 mostra esquematicamente a relação entre ar, água e sólidos presentes numa amostra de solo, antes e depois da aplicação de um incremento de contra-pressão. Admitindo que o volume total do corpo de prova permaneça constante (já que o estado de tensões efetivas não varia) e que a água possa fluir pelo corpo de prova, pode-se estabelecer que:

$$V_{iw} + V_{ia} = V_{fw} + V_{fa} = V_v \quad (\text{III.2.1})$$

onde V_{iw} , V_{fw} e V_{ia} , V_{fa} são os volumes inicial e final de água e ar dentro do corpo de prova, respectivamente, e V_v o volume de vazios.

De acordo com a equação de Kelvin, a pressão interna das bolhas de ar, antes e depois do incremento de contra-pressão, pode ser expresso como:

* Segue-se aqui muito de perto a exposição apresentada por RAD e CLOUGH (55) que tem a virtude de ser a mais simples - sem deixar de ser completa - e clara sobre o assunto em questão.

$$P_{ia} = P_{iw} + \frac{2T_s}{r_i} \quad (\text{III.2.2})$$

$$P_{fa} = P_{fw} + \frac{2T_s}{r_f} \quad (\text{III.2.3})$$

onde P_{ia} , P_{fa} e P_{iw} , P_{fw} são as pressões inicial e final do ar e da água, respectivamente.; T_s , a tensão superficial; e r_i , r_f , os raios inicial e final das bolhas de ar.

O volume total de ar presente no interior do corpo de prova (V_{aT}) é uma combinação do ar livre (V_{af}) e do ar dissolvido (V_{ad}). Assim:

$$V_{aT} = V_{af} + V_{ad} = V_{af} + H \cdot V_w \quad (\text{III.2.4})$$

onde H é o coef. de Henry e V_w o volume de água no interior do corpo de prova.

A lei de Boyle-Mariotte pode ser aplicada tanto para o ar livre, como para o ar dissolvido, resultando em:

$$P_{ia} \cdot V_{iaf} + P_{iw}(H \cdot V_{iw}) = P_{fa} \cdot V_{faf} + P_{fw} \cdot (H \cdot V_{fw}) \quad (\text{III.2.5})$$

onde V_{iaf} e V_{faf} são os volumes inicial e final de ar livre.

Utilizando a eq. (III.2.2), o anterior pode ser escrito como:

$$P_{fw} = P_{iw} \left(\frac{V_{iaf} + H \cdot V_{iw}}{V_v} \right) + \left(\frac{V_{faf} + H \cdot V_{fw}}{V_v} \right) \cdot \left(\frac{1-S_i}{r_i} - \frac{1-S_f}{r_f} \right) \quad (\text{III.2.6})$$

ou

$$P_{fw} = P_{iw} \left[\frac{1-S_i(1-H)}{1-S_f(1-H)} \right] + \frac{2T_s}{1-S_f(1-H)} \left(\frac{1-S_i}{r_i} - \frac{1-S_f}{r_f} \right) \quad (\text{III.2.7})$$

onde S_i e S_f são os graus de saturação inicial e final.

Analisando a eq. (III.2.7), nota-se que o termo $(1-S_f)/r_f$ é indeterminado, quando o grau de saturação final se aproxima da unidade. Levantando-se essa indeterminação*, conclui-se que o referido termo vale zero no limite.

Na condição de saturação completa, a eq. (III.2.7) pode ser escrita como:

$$P_{fw} = P_{iw} \cdot \left[\frac{1-S_i(1-H)}{H} \right] + \frac{2T_s}{H} \left(\frac{1-S_i}{r_i} \right) \quad (\text{III.2.8})$$

* o termo $\frac{1-S_f}{r_f}$ é do tipo $\frac{0}{0}$ quando $S_f \rightarrow 1$. Entretanto o grau de saturação pode ser escrito por $S = \frac{V_w}{V_v} = \frac{V_v - V_a}{V_v} = 1 - \frac{V_a}{V_v}$, então $\frac{1-S_f}{r_f} = \frac{1-(1-V_a/V_v)}{r_f} = \frac{V_a}{V_v r_f}$. Ocorre que o volume de ar (que é finito) pode ser expresso por $V_a = n \cdot \frac{4}{3} \pi r_f^3$, sendo n o número (finito) de bolhas. Logo $\lim_{S \rightarrow 1} = \lim_{r_f \rightarrow 0} \frac{1-S_f}{r_f} = \lim_{r_f \rightarrow 0} \frac{n(4/3) \pi r_f^3}{V_v \cdot r_f} = \lim_{r_f \rightarrow 0} \frac{n(4/3) \pi r_f^2}{V_v} = 0$

Considerando que T_s é um valor pequeno, a expressão da eq. (III.2.7), onde T_s é um dos fatores, pode ser desprezada (BISHOP,⁷ , já o tinha feito); a eq. geral (III.2.7) pode, então, ser reduzida em:

$$P_{fw} = P_{iw} \left| \frac{1-S_i(1-H)}{1-S_f(1-H)} \right| \quad (\text{III.2.9})$$

ou

$$P_{fw} - P_{iw} = P_{iw} \cdot \left| \frac{1-S_i(1-H)}{1-S_f(1-H)} - 1 \right| \quad (\text{III.2.10})$$

De novo para a saturação completa, têm-se as eqs. simplificadas:

$$P_{fw} = P_{iw} \left| \frac{1-S_i(1-H)}{H} \right| \quad (\text{III.2.11})$$

ou

$$P_{fw} - P_{iw} = P_{iw} \left(\frac{1-H}{H} \right) (1-S_i) \quad (\text{III.2.12})$$

Tomando-se como valores típicos $r_i = 0,1\text{mm}$, $r_f = 0,0$; $T_s = 727 \cdot 10^{-7} \text{ kN/m}$ e $H = 0,02$, a eq. (III.2.12)*, para a saturação completa, assume a forma:

$$P_{fw} - P_{iw} = 49 \cdot P_{iw} (1-S_i) \quad (\text{III.2.13})$$

* A contrapressão necessária para se atingir a saturação completa, tal como estabelecida na eq. (III.2.7) e suas derivadas, corresponde, na maioria dos casos, à mínima requerida; isto se deve a que em sua dedução, utilizou-se como hipótese implícita que a pressão inicial no interior das bolhas de ar fosse a mesma da água, o que nem sempre se verifica. Daí uma contrapressão maior seja necessária para a consecução daquele objetivo.

III.2.2 - Critérios para avaliação da saturação completa

III.2.2.1 - Introdução

A constatação da saturação completa é feita, ordinariamente, por via indireta, utilizando o teste do parâmetro B de SKEMPTON (68). O parâmetro B é definido, em ensaios triaxiais, como sendo a relação entre a variação da pressão na água dos poros e o correspondente incremento da pressão na célula triaxial (pressão total confinante) em condições não drenadas. Dependendo do valor do parâmetro B, pode-se saber se a amostra está saturada ou não, e ainda se está havendo vazamento ("Leakage").

Recentemente STRACHAN (71) propôs um método direto para medir o grau de saturação, utilizando propagação de ondas longitudinais através do corpo de prova. Um resultado que apresente constâncias de amplitude e de velocidade de propagação indica, neste método, a obtenção de saturação completa.

III.2.2.2 - Avaliação da saturação utilizando o teste do parâmetro B de SKEMPTON (68)

- i) Medição. O teste do parâmetro B é feito fechando a linha de drenagem do corpo de prova, aumentando a pressão hidrostática confinante (câmara triaxial) de um certo valor* ($\Delta\sigma$) e medindo a variação correspondente na poro-pressão (Δu). O

* Em geral, $\Delta\sigma = 50\text{kN/m}^2$

valor de B é calculado, então, como:

$$B = \frac{\Delta u}{\Delta \sigma} \quad (\text{III.14})$$

ii) Fundamentos teóricos. SKEMPTON (68) desenvolveu uma expressão para o cálculo do incremento da poro-pressão (Δu) de um corpo de prova submetido a um estado de tensões com simetria axial, mediante a variação das tensões principais. Baseando-se na hipótese de que o carregamento se dava em condições não drenadas, SKEMPTON demonstrou que:

$$\Delta u = B \cdot \Delta \sigma_3 + \bar{A}(\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_3) \quad (\text{III.15})$$

onde \bar{A} e B são os parâmetros de poro-pressão

O teste do parâmetro B provém da expressão (III.15), quando se tem $\Delta \sigma_1 = \Delta \sigma_3$.

SKEMPTON (68) demonstrou, também, ser o parâmetro B uma função das compressibilidades do fluido e do esqueleto sólido, reunidas na expressão:

$$B = \frac{1}{1 + n \frac{C_f}{C_s}} \quad (\text{III.16})$$

Sendo n a porosidade do solo, C_f o coeficiente de compressibilidade volumétrica do fluido dos poros e C_s o coeficiente de compressibilidade volumétrica do esqueleto sólido.

No processo de saturação de uma amostra, o único termo da eq. (III.16) que varia é o coeficiente de compressibilidade

do fluido. Esse coeficiente é muito sensível ao grau de saturação da amostra, influenciando decisivamente no valor de B.

Valores típicos* de compressibilidade do esqueleto sólido variam de $0,002\text{m}^2/\text{kN}$ para uma argila mole a $0,000005\text{m}^2/\text{kN}$ para as areias compactas; quanto à compressibilidade do fluido, a faixa de variação se estende desde a compressibilidade característica de um gás (ar; grau de saturação, $S=0$) até a compressibilidade da água, bem menor, que está em torno de $4,87 \times 10^{-7} \text{m}^2/\text{kN} (S=100\%)$. Com relação à compressibilidade do esqueleto sólido, sabe-se que ela decresce com o aumento da tensão de adensamento e para as argilas, a magnitude do incremento de tensões, também, influi no coeficiente de compressibilidade.

iii) Critério de saturação completa para solos compressíveis: parâmetro $B=1$. Este critério nasce da constatação de que para a maioria dos solos saturados, em tensões de adensamento consideradas baixas, a compressibilidade da água é praticamente desprezível, comparada com a compressibilidade do esqueleto dos grãos, fazendo com que $C_f/C_w \rightarrow 0$ e consequentemente $B \rightarrow 1$ na eq. (III.16).

Este resultado - do parâmetro B ser igual a unidade para solos saturados - significa, em outras palavras, que um aumento na tensão confinante produz um aumento igual na pressão da água dos poros.

A presença, de mesmo um pequeníssimo volume de ar ou gás não

* Valores típicos em solos submetidos a uma tensão de adensamento de 100kN/m^2 .

dissolvido na água dos poros, tem como efeito um aumento considerável na compressibilidade do fluido, levando a que o parâmetro B seja inferior a unidade. Essa sensibilidade do parâmetro B ao grau de saturação e a simplicidade de sua obtenção justificam o seu largo emprego.

iv) Critério de saturação completa para solos rígidos: constância do valor do parâmetro B independentemente do aumento de contra pressão ou de qualquer outro procedimento para elevar o grau de saturação. Este critério aplica-se a solos muito rígidos que, mesmo saturados, apresentam parâmetro B menor que a unidade. Mostram resultados desse tipo ($B < 1$) os solos cimentados, os solos compressíveis submetidos a altas tensões confinantes e a quase totalidade das areias, em qualquer densidade relativa, principalmente, as mais compactas.

A explicação teórica, que justifica esse comportamento distinto apresentado por alguns solos em relação ao teste do parâmetro, encontra-se na própria eq. (III.16). Nessa equação, quando a compressibilidade do esqueleto sólido é próxima da compressibilidade da água, o parâmetro B do solo, mesmo saturado, é menor que a unidade.

WISSA e LADD (78) recomendam que, para a constatação da saturação completa no caso de solos rígidos, a medição do parâmetro B seja feita, utilizando várias e sucessivas contra-pressões, mantendo-se a tensão efetiva. Se os resultados do teste do parâmetro B indicarem um valor constante, independentemente do aumento da contra-pressão, o corpo de prova terá atingido a

saturação* (Fig. III. 10). Uma constatação prática deste critério é observar se há alguma tendência de quantidades adicionais de água entrarem no corpo de prova, após a elevação da contra-pressão.

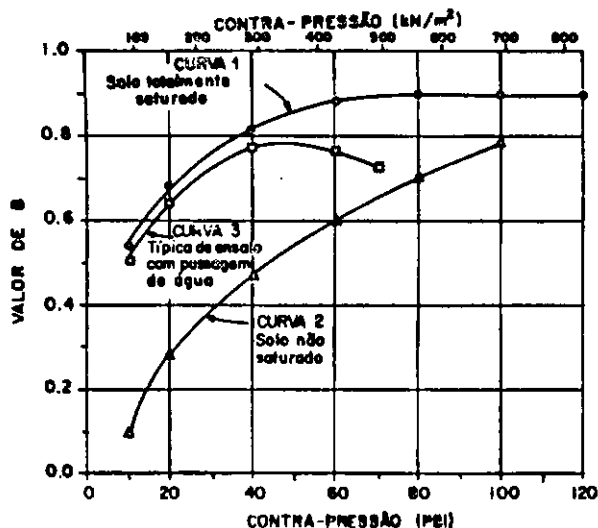


FIG.III.10 - Curvas típicas B Vs. contra-pressão (Apud CHANEY et al., 17).

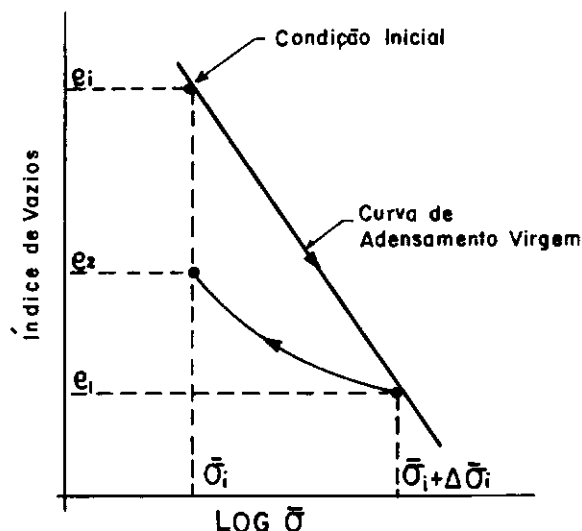


FIG.III.11 - Efeito cíclico nas tensões efetivas de vido aos testes de B em solos com baixo grau de saturação. (Apud CHANEY et al., 17).

Comentários:

i) O momento para se medir o parâmetro B, dentro de uma rotina de ensaio, pode ser antes ou após o adensamento. Em qualquer caso, é bom se estar atento a dois aspectos:

a) Qualquer medição do parâmetro B em solos parcialmente saturados (principalmente quando B é muito baixo) produz um aumento seguido de um alívio na tensão efetiva confinante. O efeito físico desse ciclo de tensões efetivas

* Evidentemente está se admitindo que o método de contrapressão, ainda que possa conduzir a valores elevados, é sempre capaz de levar o corpo de prova à saturação completa. A diminuição do valor de B indica passagem de água entre o corpo de prova e o fluido confinante, ou então, vazamento no sistema de drenagem ("leakage").

pode ser visto na Fig. (III. 11). Um procedimento alternativo, para reduzir esse efeito, é elevar o grau de saturação antes de realizar a medição de B (trabalhar com contra-pressões mais elevadas, nesses casos, desde o início).

b) A medição de B deve ser feita após o equilíbrio entre as tensões atuantes no corpo de prova*. Se a medição de B for feita num instante próximo da elevação da contra-pressão, ou logo após a aplicação da tensão de adensamento, o valor de B não refletirá o grau de saturação de equilíbrio, a ser atingido posteriormente. Em relação ao adensamento, vale dizer, que se deve esperar que ocorra todo o adensamento primário e parte do secundário para não incorrer em avaliações errôneas do grau de saturação. É bom recordar, também, que o tempo necessário para adensamento cresce com a tensão confinante. Um exemplo de como são errôneas as medições de B (no sentido de retratar a situação final de equilíbrio) aparece no trabalho de LADE e HERNANDEZ (32), onde valores de B maiores que a unidade (até 1,90) são observados.

ii) O critério para constatação de saturação completa aplicável a solos rígidos, com frequência, leva a se trabalhar

* As tensões geradas apenas pela medição de B têm como valores médios de equilíbrio, segundo CHANEY et al. (17), os seguintes: areia, 1min; silte, 3min.; argila, 10min.

com altas pressões que nem sempre são disponíveis em laboratório;

iii) A acurácia da medição do grau de saturação através do parâmetro B - a título de informação - é relatada como sendo de 1 a 2% nos ensaios de rotina.

III.2.2.3 - Avaliação da saturação completa pelo método da propagação de ondas.

É um método alternativo, proposto por STRACHAN (71), para circunstâncias onde o teste do parâmetro B não represente um guia confiável e simples para garantir que um corpo de prova triaxial esteja completamente saturado.

O método baseia-se na boa sensibilidade da transmissão de ondas de compressão pelo fluido dos poros à presença de pequenas quantidades de ar. A razão para tal sensibilidade é que tanto a velocidade como o amortecimento da onda são dependentes da compressibilidade do fluido dos poros. O método utiliza transdutores especiais para medição da amplitude e velocidade das ondas transmitidas através do corpo prova. As ondas geradas são captadas por meio de um sinal firme e constante no receptor, quanto à amplitude e à velocidade da onda, (Fig. III.12), indicando nesse método a obtenção da saturação completa. Tal resultado foi confirmado pela medida simultânea do parâmetro B de SKEMPTON (68) e se mostrou de boa repetibilidade, quanto a forma do sinal e amplitude, para uma dada areia de mesma densidade.

O autor do método (STRACHAN) acredita na extensão de

sua aplicação a materiais coesivos e mesmo no seu emprego generalizado em ensaios de rotina.

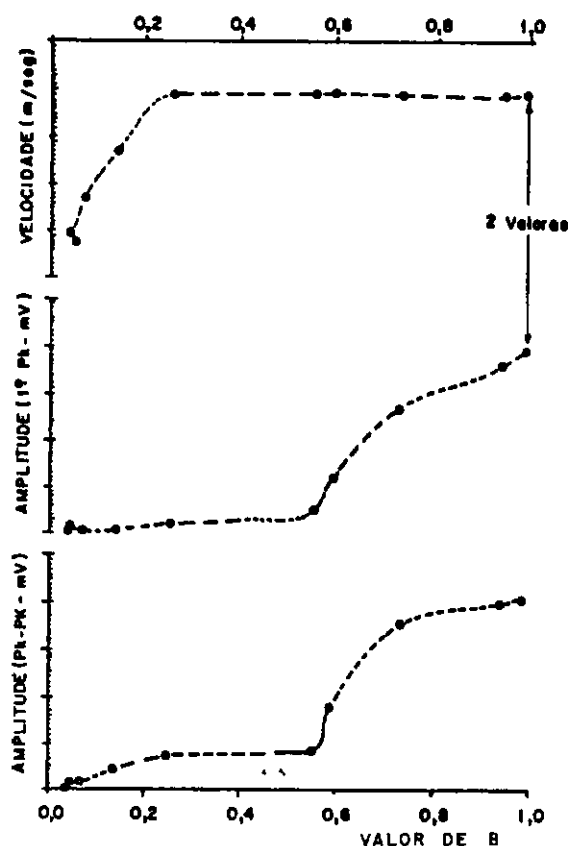


FIG.III.12 - Sinais respostas de velocidade e amplitude Vs. Valor de B (Apud. STRACHAN, 71).

III.2.3 - Possibilidade de aceitação de um grau de saturação inferior a 100%.

III.2.3.1 - Introdução

BLACK e LEE (11) abordam uma importante questão de ordem prática relacionada ao tempo dispendido no processo de saturação completa do corpo de prova. Atingir 100% de saturação pode significar, algumas vezes, consumir um tempo excessivamente

longo. Esses casos ocorrem, principalmente, se o grau de saturação inicial for baixo e não houver disponibilidade de se conseguir as altas contra-pressões exigidas nesses casos. Dentro desse contexto, BLACK e LEE (11) defendem que, dependendo da compressibilidade do solo e do tipo de ensaio, pode-se aceitar valores do grau de saturação de, por exemplo 99%, sem incorrer em maiores imprecisões. A diferença parece pequena (1%), mas como se pode ver na Fig. III.13, quanto mais baixo o grau de saturação inicial, mais significativa é a diferença das contra-pressões necessária para se atingir esses níveis (99 e 100%), (e o mesmo se pode dizer em relação ao tempo correspondente).

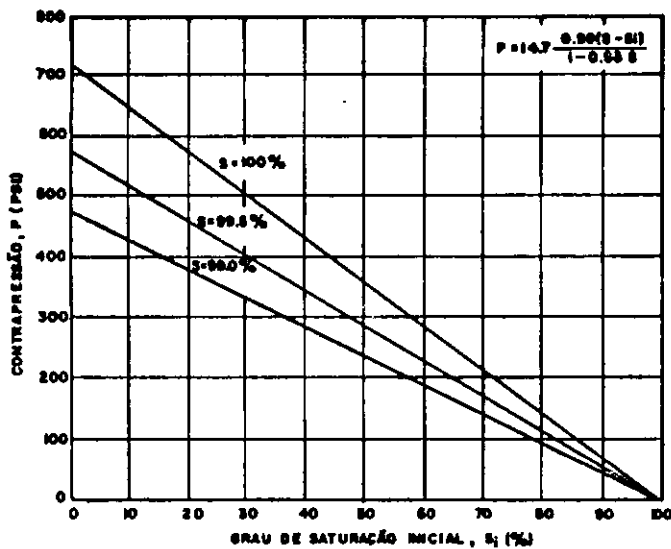


FIG. III.13 - Contra-pressão necessária para atingir graus de saturação de 99,99,5 e 100% (Apud. BLACK e LEE, 11).

III.2.3.2 - Relação B versus S

Alguns autores desenvolveram equações que relacionam o grau de saturação com o parâmetro B (BLACK e LEE, 11; LADE e HERNANDEZ, 32). Apresenta-se a seguir a equação desenvolvida por LADE e HERNANDES (32), depois utilizada por CHANEY et al(17):

$$B = \frac{1}{1 + n.S. \frac{C_w}{C_s} + \frac{n}{C_s} \frac{(1-S)}{P_a}} \quad (\text{III.17})$$

onde \underline{S} é o grau de saturação; $\underline{C_w}$ o coeficiente de compressibilidade da água; $\underline{C_s}$, o coeficiente de compressibilidade do esqueleto dos grãos; \underline{n} , a porosidade; $\underline{P_a}$, a pressão absoluta da água dos poros depois da aplicação do incremento de pressão.

A equação acima leva em conta os efeitos das compressibilidades do esqueleto dos grãos e da água, e o fato de o solo poder estar parcialmente saturado. Ela considera unicamente o efeito da compressão do ar dos vazios (obedecendo a lei de Boyle) devido a contra-pressão aplicada à água dos poros.

III.2.3.3 - Casos de saturação inferior a 100%

Na Fig. III.14 vê-se a aplicação da eq. (III.17) para o universo dos solos, agrupados segundo a sua compressibilidade em 4 classes*. A interpretação que se pode dar aos gráficos da Fig. III.14 e sua aplicação prática estão relacionadas com o objetivo que se tem em mente ao se trabalhar com amostras saturadas, e o tipo de ensaio a que serão submetidas as amostras.

Assim se o 1º objetivo é garantir uma boa resposta de pressões neutras - como a que seria necessária em ensaio não drenado - $S = 99,0\%$ pode ser aceitável para solos classificados

* Classes de solo selecionadas por BLACK e LEE (11).

como muito compressíveis e medianamente compressíveis ("medium" to "soft soils") - quando os valores de B , respectivamente, são 0,99 e 0,93 - e seria pouco provável de se aceitar o mesmo grau de saturação para um solo rígido ou muito rígido ("stiff" or "very stiff") - quando $B < 0,5$.

Por outro lado, em ensaios drenados a atitude seria totalmente diversa, pois apenas o grau de saturação condicionaria poder ou não se trabalhar com um determinado parâmetro B . Em recente pesquisa realizada na COPPE com areias calcárias, ensaiadas sob altas pressões confinantes, a compressibilidade do esqueleto era tal* que os corpos de prova liberados para ensaio estavam na faixa de parâmetro B de 0,90 a 0,94 ($S=99,2$ a $S=99,6\%$). Esta medida agilizou a realização da campanha, sem nenhum prejuízo para os resultados.

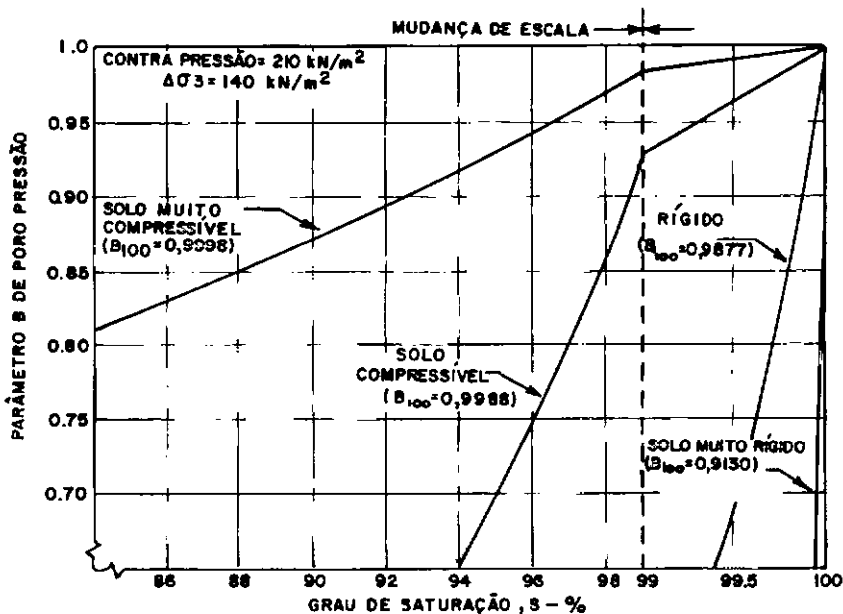


FIG.III.14 - Faixa de variação de valores de B para diferentes graus de saturação (Apud. BLACK e LEE, 11).

* compressibilidade do esqueleto dos grãos na posição intermédia entre medianamente compressíveis a rígidos.

III.3 - EXTREMIDADES LUBRIFICADAS

III.3.1 - Introdução: Atrito como fonte de desuniformidades de tensões e deformações.

É uma dificuldade bastante comum dos diversos dispositivos desenvolvidos para ensaios de cisalhamento em solos, que nas condições de contorno destes surjam tensões indesejáveis de natureza friccional em pelo menos uma superfície da amostra. Um exemplo típico desse fenômeno é observado nas extremidades do corpo de prova do ensaio triaxial convencional; mas há outros exemplos onde isso também se verifica. O problema não é restrito às superfícies de contorno rígidas; ARTHUR e DALILI (1) citam um caso de fronteiras flexíveis onde o fenômeno, também, é observado.

Ocorre que as superfícies onde o fenômeno acontece são consideradas, para efeito de análise e cálculos, como planos principais o que só aconteceria em condições ideais. Com este inconveniente, o estado de tensões originado (com conseqüências no estado de deformação) afasta-se, pelo menos localmente, daquele idealizado para ser imposto por tal e qual tipo de ensaio. Essas desuniformidades têm alcances e efeitos variáveis e dependem, também, do tipo de solo.

III.3.2 - O caso triaxial

No ensaio triaxial convencional, à medida que a tensão axial é incrementada, aumentam também as deformações verticais e,

como consequência do efeito de Poisson, o corpo de prova tende a se expandir lateralmente o que não ocorre nas extremidades, devido ao aparecimento de tensões cisalhantes horizontais radiais, τ_{zr} . O fenômeno descrito é responsável pelo efeito de abaulamento do corpo de prova Fig. III.15 que toma esta forma, porque as tensões cisalhantes diminuem a medida em que se afasta do topo e da base em direção à meia altura ($z=0$).

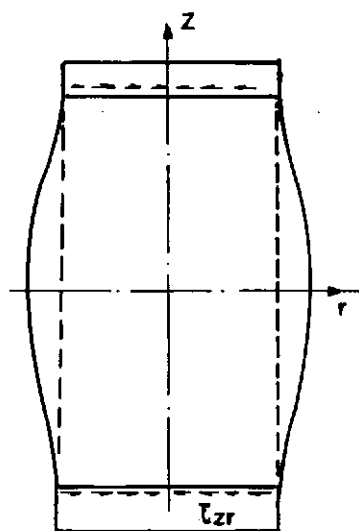


FIG.III.15 - Efeito do atrito nas extremidades de um corpo de prova triaxial com bases convencionais.

A Fig. III.16 mostra a distribuição de tensões cisalhantes τ_{zr} ao longo do raio e da altura do corpo de prova de um ensaio triaxial convencional. Deve-se observar que a Fig.III.16 refere-se a um corpo de prova com relação altura/diâmetro igual a 2 e corresponde a uma razão σ'_1/σ'_3 igual a 4,0, valor este normalmente associado ao estado de ruptura em muitos solos. Deve-se ressaltar que, se as extremidades do corpo de prova ficassem isentas de atrito, as tensões cisalhantes τ_{zr} não se esta-

beleceriam, e todos os planos horizontais do corpo de prova seriam planos principais. Com isso não só desapareceriam as deformações desuniformes, como também os efeitos parasitas a elas associadas: a variação da dilatação ao longo da altura, em ensaios drenados, e da poro-pressão, em ensaios não-drenados.

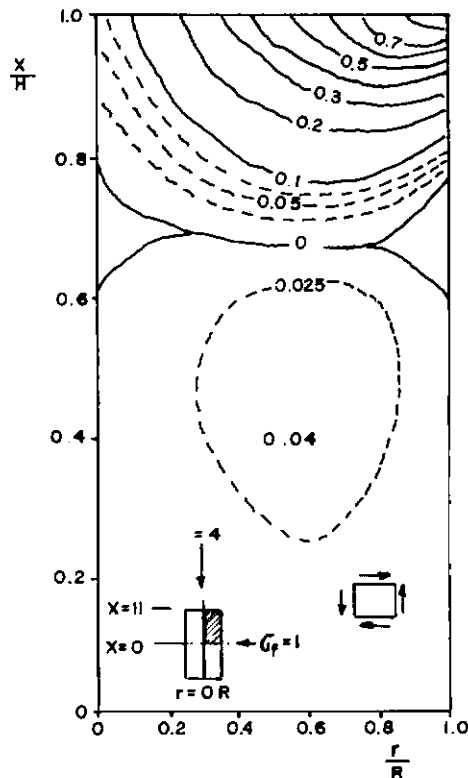


FIG. III.16 - Distribuição teórica de tensões cisalhantes τ_{xr} dentro do corpo de prova triaxial com extremidades convencionais (Apud. LEE, 34).

O surgimento das tensões cisalhantes nas extremidades do corpo de prova cria, também, um efeito de confinamento naquelas regiões ("zonas mortas"). Para que a ruptura não seja significativamente afetada por tais regiões, é usual utilizar corpos de prova com relação altura/diâmetro pelo menos igual a 2,0. Com isso "os planos de ruptura" desenvolvem-se fora das "zonas mortas" (Fig. III.17).

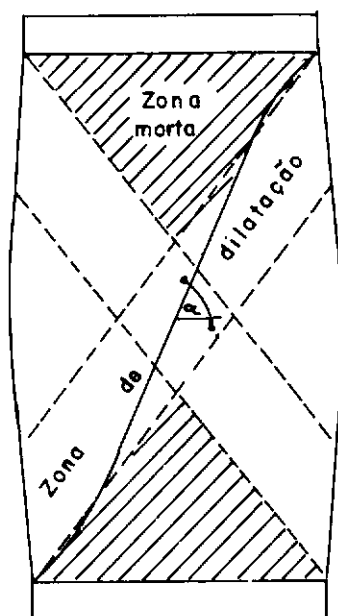


FIG.III.17 – Formação de "zonas mortas" devido ao atrito nas extremidades (Apud. ROWE e BARDEN, 62).

Nos ensaios drenados, segundo ROWE e BARDEN (62), a ruptura se desenvolve na zona central do corpo de prova, em regiões bastante limitadas (Fig. III.17). Com isso as variações de volume medidas não se referem ao corpo de prova como um todo. Além disso, os ensaios que apresentam um valor de pico para a tensão desviadora raramente podem ser continuados após atingirem tal situação, o que seria interessante caso se pretendesse atingir o estado último. Isto ocorre porque o desenvolvimento da ruptura dentro de zonas limitadas geralmente conduz a um colapso prematuro do corpo de prova, e faz com que a resistência última seja função, dentre outros fatores, do estado de tensões e da deformações existentes nas referidas zonas de ruptura.

Nos ensaios não-drenados, a não uniformidade do estado de tensões gera variação das poro-pressões, e com isso há um fluxo interno para dentro ou para fora da "zona central de ruptura", dependendo do valor do parâmetro A de SKEMPTON (68). A extensão

desse fluxo localizado (e, conseqüentemente, o resultado do ensaio), é função da velocidade de ensaio. Nos ensaios não-drenados com medida de poro-pressão, a existência de poro-pressões não-uniformes faz com que os valores medidos nas extremidades possam não ser válidos para o cálculo das tensões efetivas na "zona central de ruptura".

III.3.3 - Comportamento tensão-deformação pré e pós-pico

ATKINSON e BRANSBY (3) vêm o fenômeno de formação das "zonas de ruptura" da seguinte forma: considere uma amostra de solo que tenha o comportamento de uma areia compacta como mostrado na Fig. III.18. Do início da curva até o ponto F, a amostra torna-se mais resistente à medida que se deforma. Assim qualquer heterogeneidade de deformação - por exemplo a causada pelo atrito nas extremidades - será reduzida à medida em que a amostra é carregada, pois os elementos de solo mais deformados serão mais resistentes do que aqueles que estiverem menos deformados, isto é, há uma tendência dos elementos mais deformados deformarem-se menos, e os menos deformados deformarem-se mais. Passado o ponto F, porém, a amostra se torna menos resistente à medida em que aumentam as deformações. Assim, qualquer heterogeneidade de deformação será intensificada, porque as deformações adicionais ficarão concentradas nas regiões menos resistentes (terço médio) do corpo de prova, isto é, naquelas regiões que sofreram mais deformações que a média; espera-se, portanto, observar a formação de zonas delgadas onde as deformações cisalhantes se concentrarão, dando a sensação visual de uma superfície de ruptura.

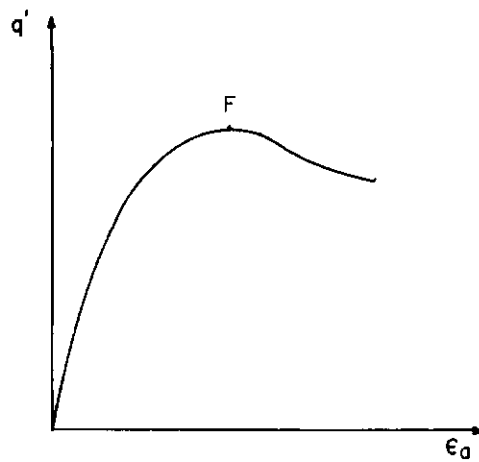


FIG.III.18 - Desenho ilustrativo da curva tensão Vs. deformação em ensaio drenado de uma areia compacta (Apud. ATKINSON e BRANSBY, 3)

III.3.4 - A relação altura/diâmetro (H/D) adequada, solução para pequenas deformações.

BISHOP e GREEN (9), realizando ensaios triaxiais em areias, observaram que o atrito nas extremidades tinha como efeito aumentar a resistência aparente da amostra, mas que este efeito diminuía com o aumento da relação altura/diâmetro do corpo de prova, sendo de pouca monta no caso usual de $H/D=2$. Essa relação $H/D=2,0$ ou $2,5$, já tinha sido recomendada em 1940 por Taylor para os solos em geral, e foi sistematizada mais tarde (1947) por RUTLEDGE, como forma de fugir do efeito do atrito das extremidades para o estabelecimento de parâmetros de resistência.

III.3.5 - Grandes deformações, ou comportamento pós-pico, principal crítica aos ensaios triaxiais convencionais.

Viu-se, no item anterior, que o efeito das desuniformidades provocadas pelo atrito, pode ser reparado, utilizando corpos de prova com a relação $H/D = 2,0$ ou

2,5. Nos casos de ensaios que devem ser levados a grandes deformações, é preciso se fazer uma distinção entre dois tipos de comportamento: os comportamentos peculiares às amostras fofas e os comportamentos das amostras compactas.

No caso do comportamento das areias fofas, o gráfico tensão desviadora versus deformação específica axial não mostra pico e as deformações axiais requeridas para que se leve um corpo de prova à ruptura podem ser grandes. Devido ao efeito descrito por ATKINSON e BRANSBY (3) não há formação de zonas com concentração de tensões cisalhantes. No entanto, a existência do atrito nas extremidades faz com que o corpo de prova assuma a forma semelhante a de um barril (Fig. III.19). Nesses casos, segundo ROWE e BARDEN (62), para uma deformação específica axial de 20%, a área da seção transversal, à meia altura do corpo de prova, pode superar em 50% a área das seções transversais das suas extremidades. Claro está que este fenômeno se refletirá, de forma direta, na dificuldade de avaliação acurada da tensão principal maior.

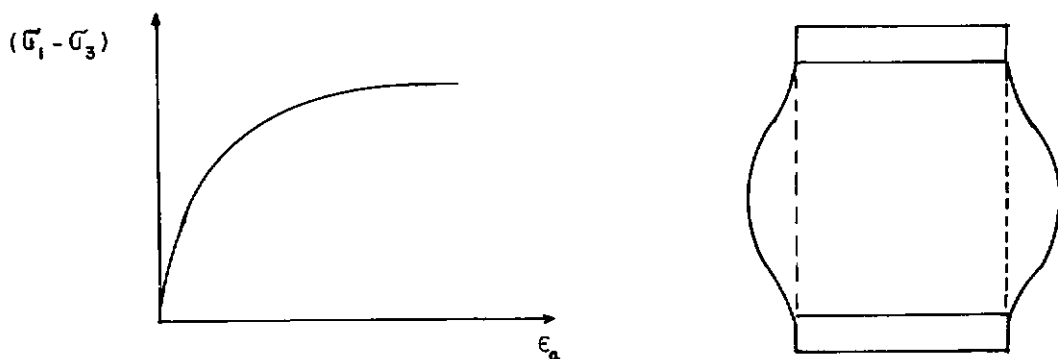


FIG.III.19 - Configuração pós-ruptura e curva tensão Vs. deformação típicas de areias fofas em ensaios drenados.

No caso do comportamento das areias compactas, onde há existência de pico no gráfico $(\sigma'_1 - \sigma'_3)$ versus ϵ_a e regiões onde há concentração de deformações cisalhantes (Fig. III.20), a acurácia dos valores calculados para as tensões e deformações verticais, a partir de medidas feitas externamente, torna-se suspeita. Isto porque usualmente lança-se mão da hipótese de que o corpo de prova permanece cilíndrico ao longo de todo o ensaio, o que é falso. O problema se agrava no trecho pós-pico, quando há zonas de concentração de deformações cisalhantes. Nesse caso, as seções transversais do corpo de prova sequer permanecem circulares. Finalizando, LADE (30) ressalta ainda que a resistência de pico e pós-pico medidas refletem tão somente as condições da zona de ruptura e não o corpo de prova como um todo. Quanto às medidas de deformação na fase pós-pico, essas dizem mais respeito ao deslizamento relativo das duas partes do corpo de prova separadas pelo "plano de ruptura", do que para o estado geral de deformações do corpo de prova.

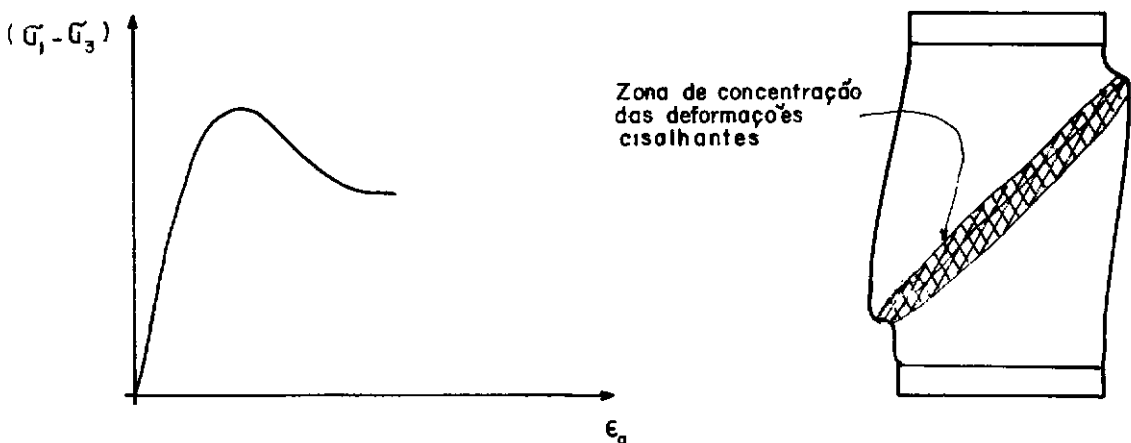


FIG.III.20 - Configuração pós-ruptura e curva tensão Vs. deformação típicas de areias compactas em ensaios drenados.

III.3.6 - Extremidades lubrificadas ("Free ends")

III.3.6.1 - Solução para grandes deformações

Muitos pesquisadores procuraram soluções que permitissem o estudo do comportamento dos solos para grandes deformações utilizando o ensaio triaxial. ROWE e BARDEN (62), LEE (34) e outros apresentam um histórico da evolução dessas pesquisas que culminaram na adoção de uma combinação de discos de látex lubrificados com graxa de silicone, inseridos entre as extremidades do corpo de prova e o pedestal (ou "top-cap", Fig. III.21). ROWE e BARDEN (62) é a referência clássica sobre o assunto. No trabalho desses autores - depois corroborados por diversos outros - relata-se que a técnica utilizada foi efetiva em reduzir o atrito nas extremidades, resultando daí uma distribuição de tensões, deformações e variação de volume mais uniforme em todo o corpo de prova. A Fig. III.22 mostra os efeitos benéficos do uso da técnica também em ensaios não-drenados (distribuição mais uniforme da umidade).

III.3.6.2 - Aperfeiçoamento da técnica

A técnica utilizada por ROWE e BARDEN (62) demonstrou ser efetiva em produzir extremidades isentas de atrito ("free ends") nos solos por eles estudados como foi visto. LEE e SEED (36), pesquisando a técnica daqueles autores com outros materiais, relatam alguns fatores que parecem influenciar a eficiência daquele procedimento, o que indicaria a não existência de um modo único e simples de obter extremidades sem atrito que satis-

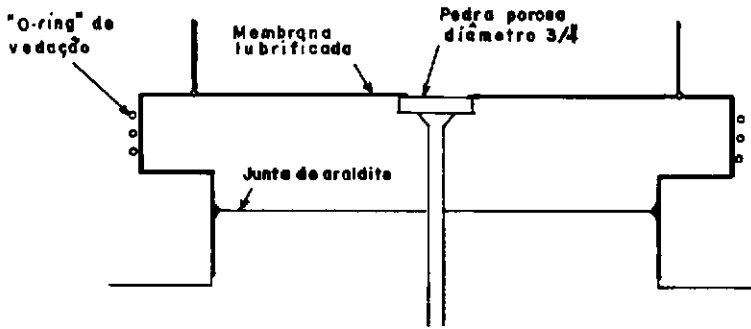


FIG.III.21 - Pedestal alargado com membranas lubrificadas e pedra porosa central (Apud ROWE e BARDEN, 62).

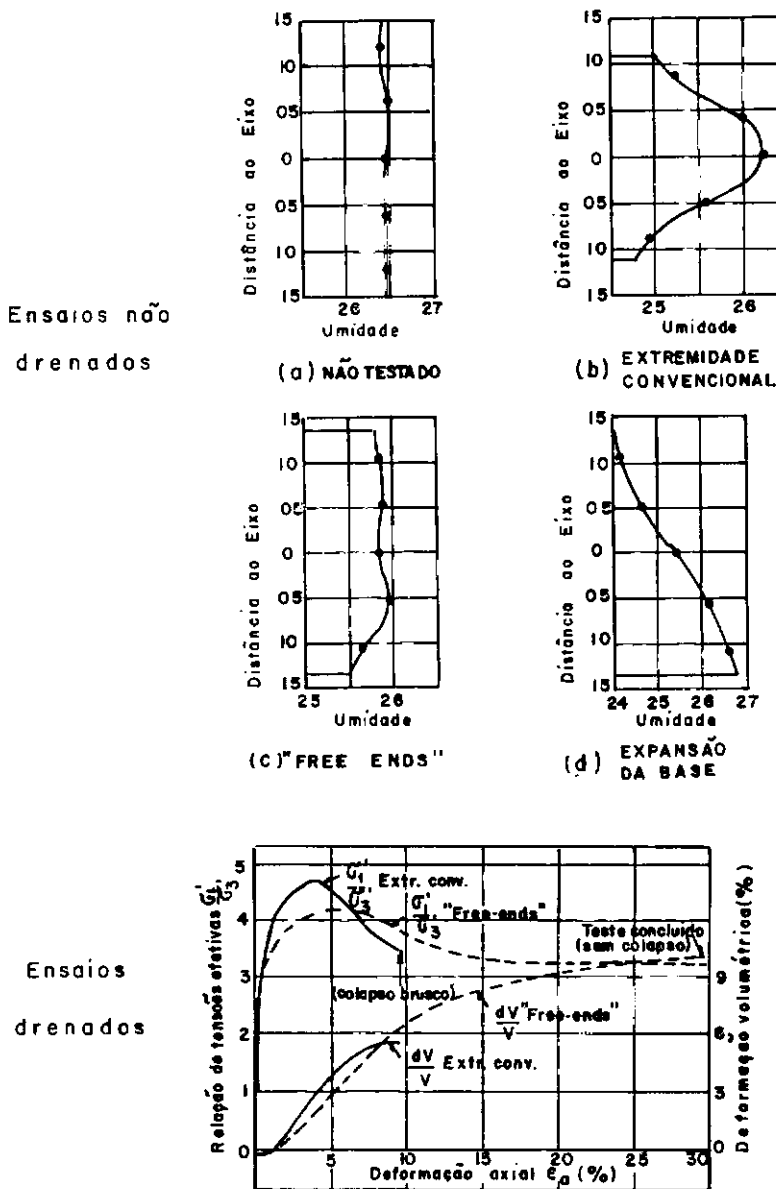


FIG.III.22 - Os efeitos benéficos do uso de extremidades lubrificadas ("free ends") em ensaios drenados e não drenados (Apud. ROWE e BARDEN, 62).

fizesse todos os solos e condições de ensaio. Estes fatores foram depois confirmados por outros trabalhos que recomendaram uma ou outra modificação em relação à técnica original. Alguns desses fatores são vistos a seguir.

- i) Espessura do disco de látex. Para um dado solo, verifica-se que a espessura do disco de látex tem um efeito significativo. Há uma espessura mínima a partir da qual a eficiência máxima é atingida, isto é, aumentando-se a espessura do disco, a resistência do solo não se altera. A este fator (espessura) está, também, relacionado a granulometria do solo. É fácil de entender que solos com partículas mais grossas exigem uma espessura mínima superior aquela requerida para um solo mais fino.
- ii) Conjuntos de discos lubrificados. Tem-se verificado que a técnica original, de usar um disco de látex e uma camada de graxa de silicone, pode ser repetida duas ou três vezes em cada extremidade do corpo de prova, aumentando, em alguns casos, a eficiência da lubrificação.
- iii) Duração do ensaio. A exposição prolongada da graxa de silicone sob pressão normal tende a aumentar sua resistência, diminuindo a eficiência da lubrificação. Esse aumento é bastante significativo para o atrito estático,; mas com pequenas deformações, essa resistência se reduz, sem, no entanto, deixar de influir na eficiência da lubrificação.
- iv) Pesquisa sobre lubrificantes. Recentemente ARTHUR e DALILI (1) apresentaram os resultados de uma pesquisa envolvendo

diversos tipos de graxa de silicone. Os autores verificaram que a adição, em proporções ótimas, de um finíssimo pó, conhecido como Poli Tetra Fluoro Ethylene (PTFE), atuando como "filler", produzia uma melhora apreciável nos resultados apresentados pela graxa de silicone comum (sem o aditivo). A Fig. III.23, apresenta os resultados dessa pesquisa.

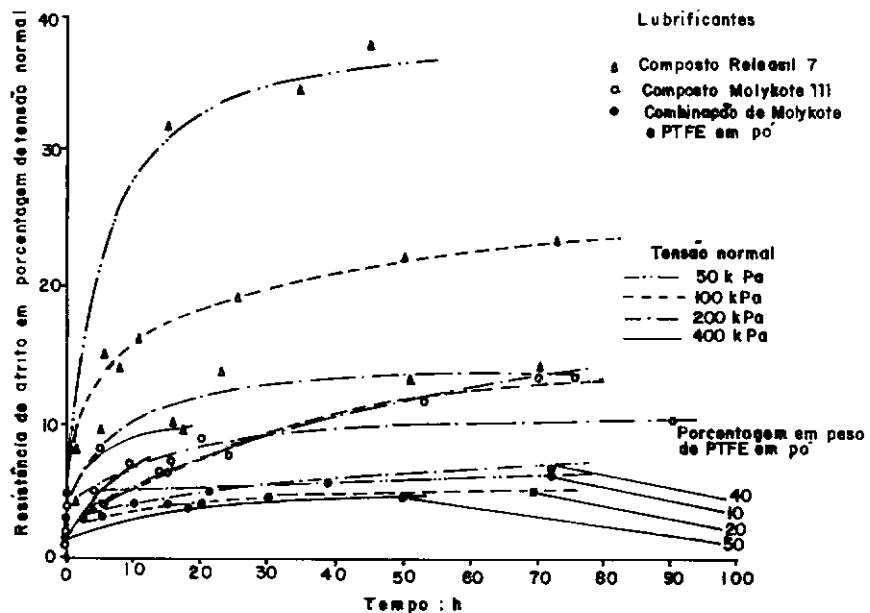


FIG.III.23 - Resistência de atrito da membrana lubrificada no contato corpo de prova de areia e pedestal (Apud ARTHUR e DALILI (1)).

III.3.7 - Dificuldades do uso de extremidades lubrificadas

III.3.7.1 - Relação H/D. Problemas de homogeneidade e de estabilidade

RAJU et al. (57) relatam que são aproximadamente idênticas as resistências apresentadas pelos corpos de prova com razão H/D de 1:1 e 2:1 (Fig. III.24 ; apontam, entretanto, que o uso da relação 1:1 é mais interessante do ponto de vista de resulta-

rem amostras mais homogêneas e também porque eliminam as possibilidades de abaulamento e de desaprumo do corpo de prova. A respeito do problema da homogeneidade, ROWE e BARDEN (62) comentam que a técnica de lubrificação, ainda que eficiente no sentido de permitir a livre expansão lateral da amostra quando submetido ao carregamento, nem sempre conduz a que o corpo de prova se comporte como cilindro perfeito após grandes deformações. Ocorre, com certa freqüência, uma expansão diferenciada entre a base e o topo do corpo de prova; isto é, pode ser observada, tanto uma expansão maior da metade superior, como da metade inferior. Os autores e outros pesquisadores não têm uma explicação definitiva para esse comportamento; tentam, no entanto, atribuí-la à falta de homogeneidade do corpo de prova, associada ao método de moldagem. BISHOP e GREEN (9) obtiveram resultados semelhantes aos de ROWE e BARDEN (62) e fazem as mesmas observações.

Em relação ao desprumo, ROWE e BARDEN (62), comentam que o uso de extremidades lubrificadas induz a uma menor estabilidade do corpo de prova, e sugerem a adoção de amostras menos esbeltas, ou seja, aquelas que apresentam relação H/D de 1:1. LEE (34) apresenta outra solução: sugere o uso de guias ("dowell") no pedestal e no "top-cap", como meio de garantir a estabilidade.

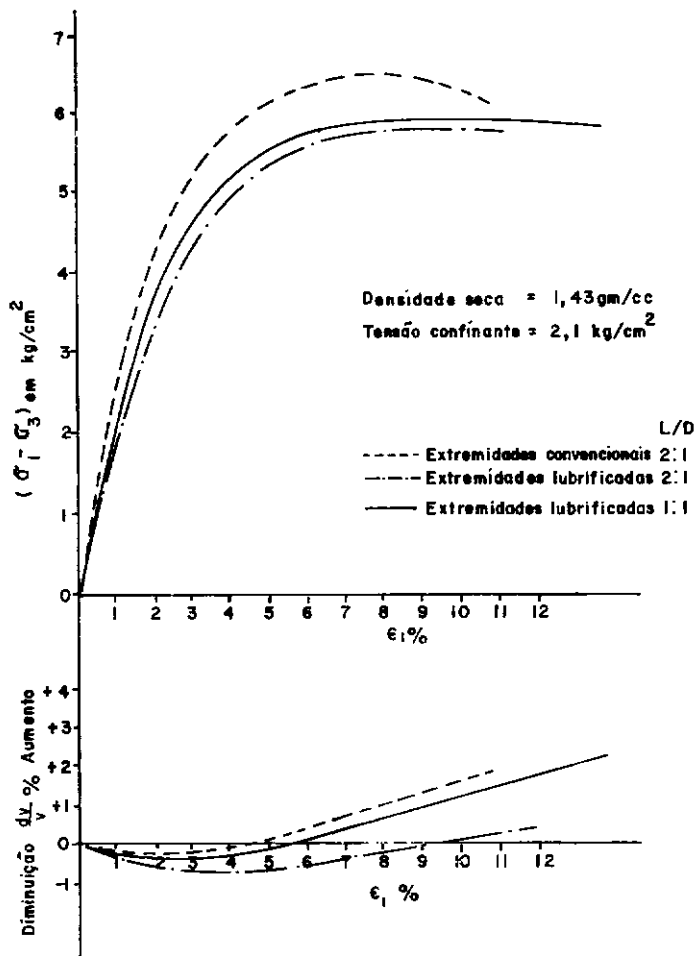


FIG.III.24 - Relações de tensão , deformação e variação de volume para diferentes condições de extremidades de corpos de prova de areia média (Apud RAJU et al., 57) .

III.3.7.2 - Erro de acamamento ("Bedding error")

Utiliza-se inicialmente este título para se referir à compressão e distorção experimentadas pelo disco de látex e pela camada de graxa, quando carregados. Em ensaios triaxiais programados para se determinar parâmetros elásticos do solo, até 80% da deflexão axial obtida pode ser devida à compressibilidade do uso de extremidades lubrificadas (Cfr. SARSBY et al., 65).

SARSBY et al. (65) apresentam um procedimento de como

avaliar este erro. Uma característica dele é ser independente da altura do corpo de prova.

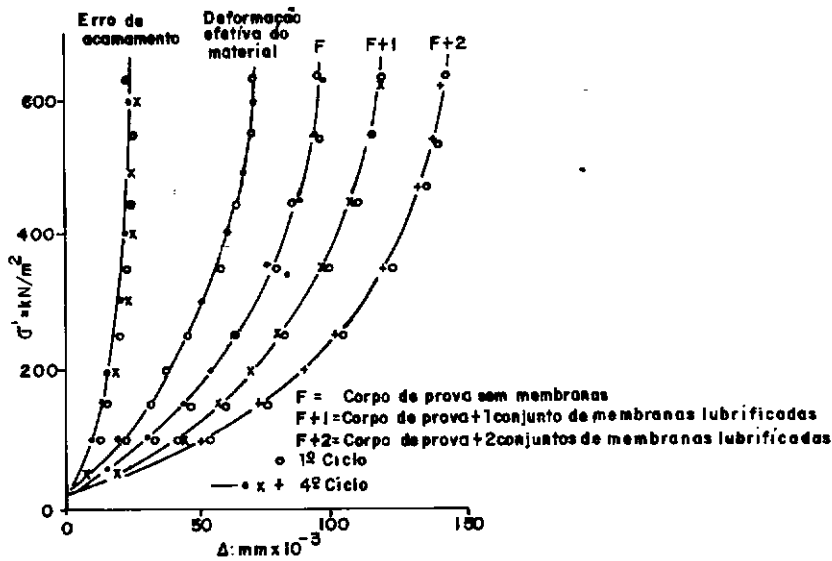


FIG.III.25 - Determinação do erro de acamamento ("bedding error") (Apud. SARSBY et al., 65).

O erro de acamamento associado ao uso de extremidades lubrificadas conduz a que se subestime a rigidez da estrutura do solo; também nos ensaios convencionais ocorre um fenômeno parecido ainda que em menor grau (Fig. III.25). Costa Filho (18) apresenta uma forma mais acurada de evitar essa deficiência e outras que também podem entrar nessa denominação de "bedding error". Ele utiliza um dispositivo de medida de deformações axiais diretamente inserido na parte central do corpo de prova triaxial, onde as deformações e o estado de tensões são, como se sabe, mais uniformes.

III.3.8 - Avaliação final

O trabalho de ROWE e BARDEN (62) desencadeou uma onda

de pesquisa, procurando descobrir aplicações, vantagens e desvantagens do uso da técnica de extremidades lubrificadas. LEE (34) apresenta um balanço comparativo entre os resultados obtidos nos ensaios com extremidades lubrificadas frente aos ensaios convencionais; as conclusões se referem a ensaios em corpos de relação H/D igual a 2:1, para ambos os casos, e unicamente são relatados resultados com ensaios estáticos. Assim:

- i) Para ensaios drenados em areia: (1) o trecho inicial da curva tensão-deformação é mais abatido (módulo tangente inicial cerca de 60% menor) para "free ends"; (2) a resistência é ligeiramente menor (até 10%) para "free ends"; (3) a variação de volume mais expansiva (ou menos compressiva) para "free ends".
- ii) Para ensaios não-drenados em areias fofas, siltes e argilas: (1) a resistência não-drenada é ligeiramente menor para "free ends", ainda que a diferença seja da mesma ordem de grandeza da dispersão dos resultados do ensaio; (2) os parâmetros de poro-pressão e de tensões efetivas são similares, a não ser (caso das argilas) que a velocidade de ensaio seja da ordem de 50 vezes maior que a normal, quando então alguma diferença é observada.

As conclusões acima referem-se principalmente ao caso de ruptura, pois para grandes deformações não há dúvida de que as diferenças seriam maiores e os resultados mais favoráveis (mais corretos) correriam por conta do uso de extremidades lubrificadas.

A pergunta final sobre se vale a pena o trabalho extra

que supõe utilizar-se "free ends" para os ensaios de rotina, po
de-se dizer apenas que não encontra na literatura uma unanimidade
de de opinião (veja-se a esse respeito duas posturas diametral-
mente opostas, uma de DUNCAN e DUNLOP, 20; e outra de BARDEN
McDERMOTT, 4).

CAPÍTULO IV

EQUIPAMENTOS E TÉCNICAS EXPERIMENTAIS UTILIZADAS

Terminada a revisão bibliográfica com as ênfases de análise (Cap. II) e de técnicas de ensaio (Cap. III), passa-se, agora, à contribuição maior deste trabalho correspondente ao partido adotado para o estabelecimento de uma metodologia de ensaio atualizada para ensaios triaxiais em areias.

IV.1 - SOLO ENSAIADO

IV.1.1 - Descrição

O solo utilizado nesta pesquisa corresponde a uma areia fina, selecionada pelo vento, proveniente da praia de São Francisco, Niterói (RJ). A areia foi inicialmente peneirada de modo a separar uma fração granulométrica compreendida entre as peneiras de nº 100 (0,149mm) e de nº 50 (0,297mm); obteve-se, dessa forma, um material fino e uniforme, sem possibilidade de segregar na preparação de corpos de prova, e para o qual pôde-se também desprezar a penetração da membrana. A areia, já fracionada, foi depois lavada, a fim de remover qualquer traço de fino e, também, de impurezas.

A identificação mineralógica do solo foi feita apenas

com exame de lupa binocular e dispondo da informação* de que os minerais da baía da Guanabara eram, com grande probabilidade, produtos de desagregação de gnaisses, rocha predominante das encostas da região. Estes estudos revelaram ser abundantes os minerais de quartzo dos tipos incolor, branco leitoso, amarelo e incolor com incrustações escuras; havendo, também, presenças de mica biotita sob forma de lamelas amarelas e marrons; minerais escuros como hematita e lecoxênio, também aparecem em menor quantidade. A forma predominante dos grãos varia de subarredonda a subangular, não passando o alongamento médio (esfericidade) de 1,5 (relação da maior/menor dimensão do grão).

IV.1.2 - Propriedades-Índice**

Além da composição mineralógica e da esfericidade dos grãos do solo já referidas, têm-se:

IV.1.2.1 - Densidade real dos grãos (G)

Utilizou-se a técnica do picnômetro, encontrando-se o valor 2,632, média de três experimentos de pequena dispersão.

IV.1.2.2 - Índice de vazios mínimo (e_{\min})

As condições existentes no laboratório da COPPE para a

* Comunicação pessoal do Prof. Sérgio Cabral (Inst. de Geociências - UFRJ).

** No item V.1 e seguintes, tratam-se novamente e de forma mais estendida as determinações do e_{\min} e e_{\max} .

realização desse ensaio são as mesmas disponíveis por PACHECO (52); seguiu-se, então, as suas recomendações para a realização de dois ensaios substitutivos à norma americana D-2049-(69). Num desses ensaios, fez-se o uso de um vibrador de peneiras, sem indicação de amplitude ou frequência (10 posições), obtendo-se o valor para $e_{\min} = 0,622$, média de 2 ensaios praticamente sem discrepância. O outro procedimento consistiu na compactação de um corpo de prova em três camadas, utilizando o equipamento de SOUZA PINTO, resultando no valor para $e_{\min} = 0,593$

IV.1.2.3 - Índice de vazios máximo (e_{\max})

Utilizou-se o método de KOLBUSZEWSKI (27), bastante difundido e aceito como ensaio padrão. O valor obtido foi de $e_{\max} = 0,80$.

IV.2 - Equipamentos e dispositivos*

IV.2.1 - "Chuveiro"

É o dispositivo que aparece em operação na Foto* A.I.11, inspirado no trabalho de MIURA e TOKI (44) e utilizado para preparar corpos de prova por meio de pluviação no ar. Ele consiste, basicamente, de um funil intercambiável com determinada abertura no bocal (as outras dimensões são fixas), um conjunto de sete peneiras do tipo utilizado em ensaios de granulometria e

* As ilustrações acham-se reunidas no Apêndice I (A.I).

uma estrutura de fixação e sustensão vertical

Os funis do chuveiro foram feitos alguns de folha de Flandres e outros de cartolina, em número suficiente para cobrir uma ampla faixa de aberturas (desde 7 a 60mm), com variação de bocais subseqüentes em torno de 5mm aproximadamente (Foto A.I. 2). O conjunto de peneiras, por sua vez, apresenta duas aberturas de malha; a primeira peneira é de malha mais fina e as seis restantes são iguais e de abertura maior. As peneiras escolhidas (e conseqüentemente suas aberturas) são fruto de um estudo experimental de MIURA e TOKI (44) e têm suas malhas determinadas em função das características granulométricas da areia. Neste trabalho procurou-se, com as peneiras disponíveis, aproximar-se das relações "diâmetro médio dos grãos/abertura da malha das peneiras" usadas por MIURA e TOKI (44) com areia de toyura. Apresenta-se a seguir, de forma esquemática, o procedimento adotado para, partindo-se dos resultados de MIURA e TOKI com areia de toyura, chegar-se a estabelecer relações semelhantes para a areia da pesquisa do Autor (areia da praia de S. Francisco).

<u>Dados</u>	(1)	(2)
Areia de toyura	$D_{\text{médio}} = 0,18\text{mm}$	peneira superior \rightarrow <u>relação</u> $(2)/(1) = 7,83$ $D = 1,41\text{mm}$

	(1)	(3) peneiras inferiores \rightarrow <u>relação</u> $(3)/(2) = 2,60$ $D = 3,66\text{m}$
fração da areia de S. Francisco pass. # 50 ret. # 100	$D_{\text{médio}} = 0,22\text{mm}$	

Solução (para areia de S. Francisco)

(2)

7,83 X (1) → peneira superior → peneira nº 10

D = 1,75mm

(D = 2,0mm)



(2) x 2,60

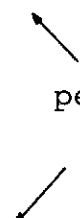


(3)

peneira inferior → peneira nº 4

D = 4,55mm

(D = 4,76mm)


 peneiras mais
próximas
IV.2.2 - Molde quadripartido

As Fotos IV.3 e IV.4 mostram os dois moldes especiais construídos para esta pesquisa; eles são semelhantes aquele proposto por ROWE e BARDEN (62). O molde menor (Foto A.I.3) destina-se a corpos de prova cilíndricos com altura $H=10\text{cm}$ e diâmetro $D=5\text{cm}$; o molde maior (Foto A.I.6) possui $H=12\text{cm}$ e $D=10\text{cm}$. Ambos os moldes são feitos de acrílico ("perspex") e compostos de 4 partes, que se unem por meio de tirantes (hastes) de metal, porcas, arruelas e parafusos.

O desenho do molde é especialmente adequado para o uso com pedestal e "top-cap" alargados, pois a desforma pode ser feita sem qualquer contacto com o "top-cap"; para tanto as duas partes superiores são removidas, deslizando-as para baixo e para fora sobre os planos inclinados dos blocos inferiores. Estes últimos são facilmente retirados (Foto A.I.7). Na altura média do molde, atravessam suas paredes, diametralmente opostos, dois orifícios destinados a permitir a aplicação de "vácuo" que causará a aderência da membrana (que envolverá o corpo de prova) às paredes internas do molde. As tiras verticais bem como as

faixas horizontais que se vêm, fixas interiormente às paredes do molde, formam algo como canalículos que melhoram a eficiência da aderência; elas são feitas de plástico rijo e coladas (Fotos A.I.7). Todos os cantos vivos e saliências, principalmente onde há contacto com a membrana, foram adoçados (boleados) e o acrílico polido, melhorando assim sua transparência o que facilita a observação da saturação inicial (Cfr. IV.3.4). A montagem do conjunto é, relativamente, simples e exige pouco tempo.

IV.2.3 - Pedestal e "top-cap" alargados

É uma exigência do uso de extremidades lubrificadas o alargamento das placas de apoio do corpo de prova, pois devido a eliminação do atrito, não há mais restrição para a expansão radial do corpo de prova durante o ensaio de cisalhamento (compressão).

IV.2.3.1 - Pedestal

A Foto A.I.8 mostra o pedestal utilizado pelo corpo de prova de diâmetro $D=10\text{cm}$. A maior dimensão do diâmetro do pedestal (no caso igual a 12cm), e conseqüentemente do "top-cap", pretende atender não só ao efeito de Poisson, como também à expansão de materiais dilatantes durante o cisalhamento; este fato, porém, não impede a utilização de membranas comerciais, as quais podem ser esticadas até certo limite. A drenagem, por sua vez, é feita através de uma pedra porosa central; de diâmetro adequado, de modo a não prejudicar a efetividade da lubrificação que, em condições ideais - pela simetria axial -, deve produzir

deslocamentos radiais nulos no centro do pedestal (Foto IV.8).

Os materiais usados no pedestal são de aço inox, e a pedra porosa feita de um aglomerado arenoso. Os cantos e arestas foram convenientemente adoçados.

IV.2.3.2 - "Top-cap" alargado

Essa peça pode ou não possuir pedra porosa central, uma vez que a dupla-drenagem nem sempre é utilizada. A diferença com o desenho do pedestal, o "top-cap" apresenta um rebaixo na sua parte superior, onde podem se acomodar as bilhas do sistema de aplicação de cargas (Foto A.I.6 - Cfr. IV.3.6). Os "top-caps" utilizados foram construídos em acrílico.

IV.2.4 - Colarinho

Na preparação dos corpos de prova utiliza-se um colarinho, feito em acrílico, que se encaixa na extremidade superior do molde (Fotos A.I.3 e A.I.4). O objetivo desta peça é permitir uma moldagem mais uniforme dos corpos de prova (Cfr. IV.3.4).

IV.2.5 - Sapata de aplicação de cargas

Inspirado em dispositivo semelhante desenvolvido no Imperial College, de Londres, a aplicação da carga axial é feita sobre bilhas acomodadas no rebaixo do "top-cap", através de uma sapata rígida atarraxada à haste do pistão (Fotos A.I.3 e A.I.6).

Os materiais usados na confecção dessa peça são de aço ou acrílico (corpos de provas de D=10 e D=5cm, respectivamente). A finalidade dessa peça é tornar o campo de deformação o mais uniforme possível ao longo de todo o corpo de prova.

IV.2.6 - Trompa de "Vácuo"

É um dispositivo muito útil que usa o princípio do tubo de Venturi para obtenção de "vácuo", comum em laboratórios de química, mas pouco conhecido em laboratórios de solos. Acoplado a uma manômetro, o dispositivo permite, por meio de um simples acionamento de abrir ou fechar uma torneira de água encanada, regular qualquer pressão negativa até o limite máximo da tensão de vapor da água; no equipamento utilizado chegou-se até 700mm de Hg.

IV.2.7 - Kitassato

Trata-se de um frasco refratário, de paredes grossas, com saída para vácuo, que serve numa 1ª etapa da rotina de ensaio como um recipiente adequado para preparar água deaerada; numa 2ª etapa, ele é utilizado, por sifonamento, como depósito de água facilmente elevável (ver saturação inicial, item IV.3.4, Fotos A.I.9 e A.I.10 e outras).

IV.2.8 - Outros equipamentos

Os equipamentos que seguem não foram, propriamente, introduzidos como contribuição da pesquisa em apreço, e por isso

são apresentados separadamente. Segue-se de perto a descrição feita por LINS (38).

IV.2.8.1 - Célula triaxial

Utilizou-se duas células triaxiais de fabricação WYKEHAM FARRANCE, uma para corpos de prova de diâmetro $D=5\text{cm}$ e outra para corpos de prova de diâmetro $D=10\text{cm}$. As duas células têm a mesma concepção; são constituídas por uma base de dura alumínio e um copo de acrílico, com topo e base de aço inox. A máxima pressão confinante nominal é de 1000 kN/m^2 .

IV.2.8.2 - Sistema de aplicação de pressões confinantes

Foi utilizado o dispositivo auto-compensador de mercúrio, tipo BISHOP, com capacidade de até 1200 kN/m^2 .

IV.2.8.3 - Prensa para aplicação da carga axial

Fêz-se uso de duas prensas, com capacidades nominais de 100 e 10 kN e diversas velocidades de deslocamento do pistão (de formação controlada), de fabricação WYKEHAM FARRANCE.

IV.2.8.4 - Células de carga externas

Foram utilizadas diversas células de carga, com capacidade de 1, 3, 5, 8, 15 e 50 kN, para medir a carga vertical aplicada externamente. A procedência de fabricação dessas células é muito variada, incluindo-se algumas construídas na própria

COPPE (equipe de instrumentação).

IV.2.8.5 - Célula de carga interna

Usou-se uma do tipo utilizado no Imperial College, com capacidade de 1800 N.

IV.2.8.6 - Transdutores de pressão

Empregou-se transdutores eletro-mecânicos, com escala de 0 a 1000 kN/m², acurácia de $\pm 0,25\%$, saída 4mV/V, de fabricação BELL and HOWEL.

IV.2.8.7 - Extensores mecânicos

Foram utilizados para medir deformações axiais; tinham curso de 26 a 35mm, com a menor divisão igual a 0,01mm e procediam de diversos fabricantes.

IV.2.8.8 - Buretas graduadas

Utilizaram-se duas buretas graduadas para a medida de variação volumétrica: uma para corpos de prova de diâmetro D=5cm (volume do corpo de prova $\approx 200\text{cm}^3$), com capacidade de 17cm^3 e menor divisão igual a $0,02\text{cm}^3$; e outra, para corpos de prova com diâmetro D=10cm (volume do corpo de prova $\approx 900\text{cm}^3$), com capacidade de 100cm^3 , e menor divisão igual a $0,2\text{cm}^3$.

IV.2.8.9 - Sistema de alta pressão

Utilizou-se o sistema especial de aplicação de altas pressões existente no laboratório de Solos da COPPE, composto de uma célula triaxial especial e um conjunto de aplicação de altas pressões até o valor limite de 10 MN/m^2 ; todo equipamento de fabricação WYKEHAN FARRANCE.

IV.3 - ENSAIOS PRELIMINARES

IV.3.1 - Introdução

Relatam-se a seguir os passos dados no desenvolvimento da metodologia de ensaio.

IV.3.2 - Método de preparação de amostras

Nesta fase de ensaios preliminares, foram estudados dois métodos de preparação de amostras, descritos na revisão bibliográfica como variantes (ou exemplos) do método de pluviação no ar: O MSP ("Multiple Sieving Pluviation") e o método do frasco ("Flask Method"). Alguns motivos podem ser apontados para justificar a escolha feita: (1) havia interesse de se trabalhar com um material uniforme, (2) a simulação da deposição natural, (3) as vantagens oferecidas como gama de densidades, homogeneidade e reprodutibilidade dos corpos de prova e, por último, (4) a simplicidade de operação.

IV.3.2.1 - MSP ou "Chuveiro"

A versão construída inicialmente, e utilizada na companhia de ensaios com corpos de prova de 5cm de diâmetro, é muito semelhante ao original japonês de MIURA e TOKI (44). Os ensaios com amostras de diâmetro de 10cm, no entanto, exigiram modificações na estrutura de fixação e sustentação e que acabaram resultando num arranjo mais adequado para qualquer caso (menos interferências).

Uma etapa importante para a utilização do chuveiro nos ensaios de rotina foi a calibração dos funis, cujos resultados podem ser vistos no item V.1. Observou-se, entre outras coisas, que a centralização do conjunto (funil, peneiras, corpo de prova) era algo essencial; pois, dependendo do grau de excentricidade, a deposição (a "chuva") se tornava desuniforme (enchia mais depressa uma borda que a outra), principalmente nos corpos de prova de maior diâmetro ($d=10\text{cm}$) e/ou quando eram utilizados funis com grande abertura (d_f), notadamente os utilizados para preparação de amostras fofas ($d_f = 45,50$ e 60mm).

IV.3.2.2 - O método do frasco ("Flask Method")

Procurou-se reproduzir tão fiel quanto possível as características do método. Para tanto utilizou-se um balão de vidro de capacidade de 1000ml, rolhas de borracha com perfurações centrais de diversos diâmetros cada uma (Foto A.I.1) e a deposição se fez mediante movimento giratório, mantendo-se a saída do frasco muito próxima do material já depositado. Verificou-se

tratar de um método bem mais simples que o chuveiro, mas também com menos predicados, fato que levou a empregá-lo apenas nos testes com o molde quadripartido, dada a maior rapidez de sua execução.

IV.3.3 - Molde para corpos de prova de areia

O trabalho com amostras reconstituídas de material granular implica quase sempre no uso de um molde; a única exceção parece ser a utilização da técnica de congelamento (Cfr. ODA (47)). Por outro lado os moldes comuns disponíveis são, via de regra, do tipo empregado para preparar corpos de prova compactados (bipartido, ou tripartido). BISHOP e HENKEL (10) são de opinião de que amostras saturadas podem ser preparadas com esses dispositivos comuns, pois o empuxo de água seria suficiente para fazer aderir a membrana as paredes do molde. Esse procedimento foi tentado inicialmente e não apresentou bons resultados, o que conduziu a se pesquisar outras alternativas.

Dois modelos de molde para areias, aparentemente de igual sucesso, foram levantados durante os trabalhos de revisão bibliográfica. Um desses dispositivos é o proposto por BISHOP e GREEN (9); ele tem a peculiaridade de preparar o corpo de prova em duas etapas, na tentativa de melhorar a sua homogeneidade - aspecto importante como já se comentou no item III.3 - e utiliza a técnica de "vácuo" internamente, para fazer aderir a membrana às paredes do molde. O outro dispositivo de que se teve conhecimento foi o proposto por ROWE e BARDEN (62), que acabou sendo o escolhido, e cujos desenhos e características foram an-

teriormente descritas(Cfr. IV.2.2).

O primeiro molde construído foi para moldagem de corpos de prova com 5cm de diâmetro e relação altura/diâmetro igual a 2. Os primeiros testes acusaram dois inconvenientes. O primeiro, e mais sério, foi o de que a membrana de borracha, que serve para envolver o corpo de prova, aderiria ao bocal de fornecimento de "vácuo", obstruindo o orifício e impedindo com isso a aderência do restante da membrana. A segunda dificuldade consistiu em que o sistema de vácuo necessitava estar aplicado durante toda a etapa de preparação do corpo de prova (enchimento do molde), já que as diversas partes que constituem o molde não permitem a sua vedação perfeita, conforme se verificou. A solução para o primeiro problema foi encontrada depois de algumas tentativas, sem êxito*, de vedação das partes; essa solução consistiu em distribuir melhor o "vácuo" através de uma rede de canalículos, conseguiu-se, então, uma aderência perfeita da membrana às paredes do molde em todas as suas partes. A condição de que o sistema de vácuo tenha que ser mantido contínuo nesta fase ficou de somenos importância ao se resolver a primeira questão.

Na construção do segundo molde para moldagens de corpos de prova com 10cm de diâmetro e relação H/D igual a 1,2, foram aproveitadas as experiências adquiridas com o primeiro protótipo, vindo a funcionar sem problemas.

* As soluções apresentadas de vedação traziam prejuízo para posterior desmoldagem do corpo de prova.

IV.3.4 - Saturação inicial

Parece não haver diferenças significativas entre os valores de resistência de amostras secas comparadas com amostras saturadas (Cfr. SOUZA PINTO, 70). A preferência em se trabalhar com as segundas advém de permitirem maior facilidade e acurácia nas medidas de variação volumétrica experimentadas pelos materiais granulares durante o ensaio*. O problema da saturação de corpos de prova granulares, ainda que mais simples que os de materiais coesivos, reveste-se de maiores atenções nos casos em que o grau de saturação inicial é muito baixo, como o que se espera de amostras preparadas com material na condição seca (Cfr. BISHOP e HENKEL, 10).. Descreve-se a seguir o método utilizado neste trabalho em que a saturação completa do corpo de prova é alcançada por etapas.

Chama-se aqui de saturação inicial ao processo de elevação do grau de saturação do corpo de prova, ainda dentro do molde. Chama-se "via seca" ao processo de moldagem onde não há a saturação inicial. Já o processo de moldagem chamado de "via úmida" faz uso da saturação inicial, procurando nesta fase elevar ao máximo o grau de saturação de amostra, completando-se a saturação numa segunda fase (saturação final), com o corpo de prova na célula triaxial.

Nesta pesquisa fizeram-se algumas tentativas - não de

* Refere-se o autor mais precisamente aos ensaios drenados, embora conclusões semelhantes também justifiquem, preferentemente, o uso de amostras saturadas em ensaios não-drenados.

todo completas - com a "via seca". Os resultados, todavia, não foram bons, principalmente devido à menor margem de "trabalhabilidade" (desmoldagem, colocação na célula triaxial, transporte à prensa, enchimento de câmara com o fluido do confinante, conexão das linhas de drenagem e de tensão confinante, todas etapas realizadas apenas com "vácuo" residual) obtida.

Os resultados negativos com o processo de "via seca" levaram a que se redirecionasse os estudos nos métodos que utilizassem a via úmida. Quase todas as técnicas descritas na revisão bibliográfica sobre saturação de amostras foram testadas, inclusive a percolação inicial com CO_2 . Este último procedimento foi realizado, utilizando-se CO_2 produzido a partir de reação química de fragmentos de pedra mármore com ácido sulfúrico diluído (50%). Para a reação química, utilizou-se um dispositivo conhecido como Aparelho de Kip. Infelizmente, a quantidade de CO_2 obtida foi insuficiente e o processo descontínuo, impossibilitando o uso do método.

Sabia-se que, para esta etapa inicial de saturação, uma alternativa simples, e em geral eficiente, era a percolação com água deaerada. Diversas variações do método geral foram testadas e a que apresentou melhores resultados foi o procedimento de percolar água deaerada com o corpo de prova ainda no molde. Um pequeno gradiente ascendente era o suficiente para permitir a saída livre da água percolada pela borda do corpo de prova (antes portanto da colocação do "top-cap"). Nesta fase surgiram dois problemas. O primeiro deles foi a constatação de que por menor que fosse o gradiente utilizado - principalmente em amostras fofas - ocorria sempre um abatimento (colapso) do corpo de prova dentro

do molde - da ordem de 2mm - quando o nível d'água, ou a altura capilar (1º enchimento), atingia o terço final da altura. Uma explicação para o fenômeno pode ser encontrada no trabalho de MAHLER e PEREIRA⁽⁴¹⁾, onde os autores relatam os possíveis mecanismos que levariam à perda de resistência que se observa em materiais granulares associada à "molhagem" ou "inundação". O outro problema levantado dizia respeito ao afofamento e mesmo carreamento de partículas de areia, observado na região próxima à saída livre da água de percolação, fato em si semelhante aos problemas de saída d'água à jusante de uma barragem. A solução para este último problema foi, também, a que poderia dar um "barragista"; por exemplo, colocando uma sobrecarga e transferindo o problema mais para cima, onde pudesse ser controlado e não oferecesse maiores riscos ou inconvenientes. Esta solução, no caso, consistiu na adaptação de um colarinho que funcionaria como uma extensão do corpo de prova, útil na fase de moldagem e saturação inicial, e que depois se dispensaria. Os resultados que se seguiram à adoção desta nova medida foram excelentes; os corpos de prova deixaram de apresentar um certo estrangulamento na extremidade superior em consequência do afofamento. Por outro lado, o problema do abatimento ficou de certa forma resolvido, também com o uso do colarinho; pois a quantidade adicional de areia necessária para compensar o abatimento passou a ser automaticamente reposta pelo solo depositado no colarinho, com a vantagem de apresentar o mesmo "fabric".

IV.3.5 - Saturação final e o parâmetro B de SKEMPTON (68)

Na 2ª fase de saturação, com o corpo de prova, já den-

tro da câmara triaxial e conectado ao sistema de potes de mercúrio, a técnica utilizada foi somente a de contrapressão. Na aplicação desta, procurou-se manter a tensão efetiva gerada na preparação do corpo de prova (em geral de 15 a 25 kN/m^2), quando da retirada do molde. Durante a 1ª aplicação de contrapressão, observou-se que, devido às pequenas diferenças entre a tensão efetiva residual de moldagem e aquela do sistema de potes de mercúrio, havia um período de equalização ao qual chamou-se "contrapressão/adensamento", pois os dois fenômenos podiam achar-se presentes. A contrapressão inicial foi fixada em 200 kN/m^2 para todos os corpos de prova da campanha de ensaios e era aplicada diretamente, depois da verificação da desnecessidade de aplicá-la em estágios. Em geral, após um período de 1 hora procedia-se ao teste do parâmetro B de SKEMPTON; obtendo-se uma resposta positiva, iniciava-se o adensamento; caso contrário, elevava-se a contrapressão (chegou-se no máximo a 400 kN/m^2) e se repetia os passos anteriores.

A medida do parâmetro B resultou em valores acima de 0,96 para quase todos os casos. A técnica de aplicação do teste que se mostrou mais adequada e correta foi a de se utilizar o mesmo transdutor de pressões para medir os incrementos de pressão interna (pressão neutra) e de pressão externa (elevação da pressão confinante). A elevação de pressão externa, durante o teste, era conseguida por meio de um 3º pote de mercúrio (os outros dois, um fornecia a pressão interna e o outro a pressão confinante). Todas as medidas foram realizadas, dando-se o tempo necessário para o equilíbrio das pressões. O item V.2 trata de outros aspectos relativos à relação entre o parâmetro B e

o grau de saturação.

IV.3.6 - Extremidades lubrificadas ("free ends")

Na proposta de se desenvolver uma metodologia para ensaios de cisalhamento com materiais não-coesivos, tinha-se em mente utilizar todas as técnicas que pudessem melhorar a confiabilidade e a acurácia dos ensaios triaxiais. Dentro desta filosofia de trabalho, estava previsto o uso de extremidades lubrificadas como forma de superar as principais objeções ao ensaio triaxial, segundo indicam essas palavras de ROWE e BARDEN (62) "... this means that measurements of volume change refer to the entire sample rather than to one preferred zone, and the critical void ratio can often be attained. In this respect, objection to the triaxial test system is removed".

Realizaram-se inicialmente alguns ensaios com extremidades convencionais para efeito de comparação. Nesses ensaios os corpos de prova foram preparados com relação altura/diâmetro igual a 2,0 seguindo a recomendação usual para que os efeitos do atrito nas extremidades não afetassem - de modo principal - os resultados de resistência.

O domínio da técnica de lubrificação constituiu a atividade crítica de toda fase preliminar, consumindo muitas horas de trabalho. Quase toda a experiência foi adquirida nos ensaios com corpos de prova com diâmetro de 5cm e relação altura/diâmetro igual a 2,0. Os materiais e a técnica utilizados foram aqueles preconizados inicialmente por ROWE e BARDEN (62), juntamente com os aperfeiçoamentos introduzidos por outros pes-

quisadores. Para tanto, separou-se um disco de látex de diâmetro idêntico ao do corpo de prova (retalho de membrana envoltória usada nos corpos de prova), de espessura igual a 0,30mm, e como lubrificante, usou-se na maioria dos ensaios, vaselina de silicone e depois, também, a graxa de silicone conhecida como HVG ("High Vacuum Grease"), ambos produtos da Dow Corning S.A..

O 1º arranjo testado foi o de um disco de látex e uma camada de graxa de silicone em cada extremidade do corpo de prova. O resultado do ensaio correspondente a este arranjo não diferiu em quase nada daquele apresentado pelos ensaios convencionais, ou seja: abaulamento do terço médio após a ruptura, igual variação de volume, igual resistência. Outros ensaios se seguiram nos quais se variou a quantidade de graxa, mas não se constatou uma melhora significativa em termos de uniformidade de deformação.

O passo seguinte consistiu em se utilizar um arranjo com dois discos lubrificados em cada extremidade, separados por graxa de silicone, formando um verdadeiro sanduíche. Os resultados começaram a melhorar, isto é, aproximaram-se dos relatados na literatura. Surgiram, no entanto, dificuldades frequentes com a estabilidade do corpo de prova (Cfr. Ítem III.3). Assim pequenas excentricidades de carregamento tinham como efeito o desaprumo do corpo de prova; fato agravado, inicialmente, pelo uso de encaixe convencional entre o "top-cap" e o pistão. Posteriormente, adotou-se o sistema de sapata de aplicação de cargas (Cfr. IV.2), com ou sem bilhas, produzindo melhoras sensíveis principalmente com o arranjo sem bilhas.

Outra dificuldade levantada nesta fase dos trabalhos dizia respeito à expansão radial diferenciada que se observava no corpo de prova entre as duas extremidades, isto é, ora expandia-se mais a parte inferior do corpo de prova, ora a parte superior. Este comportamento fica bem caracterizado no estudo das configurações finais do corpo de prova, apresentado no item V.3.

ROWE e BARDEN (62), BISHOP e GREEN (9) e outros autores se inclinam a atribuir à falta de homogeneidade das amostras, como a causa provável para a expansão radial diferenciada. A solução recomendada indica, além de procurar um método que dê amostras mais homogêneas (talvez usando amostras mais curtas), usar dupla-drenagem. Fizeram-se dois ensaios com dupla-drenagem sem, no entanto, ter-se constatado qualquer diferença com relação aos ensaios feitos com drenagem simples.

Interessa ressaltar - fazendo um parênteses neste histórico - que as dificuldades, de que se vem relatando, referem-se à situação de pós-ruptura e, na maioria das vezes, se verificaram depois de grandes deformações (maiores que 10%); por isso, o uso da técnica, ainda nesse nível, pôde permitir resultados de qualidade superior ao dos ensaios convencionais, na faixa de deformação usuais ($\epsilon_a < 10\%$).

A solução final encontrada foi a de se optar em trabalhar com amostras menos "esbeltas" (mais curtas), levando ao fabrico do molde para corpos de prova de 10cm de diâmetro e re-

lação altura/diâmetro igual a 1,2*. Foram necessários poucos ensaios preliminares para se constatar a melhor performance do novo molde. A questão de instabilidade foi superada, permanecendo, ainda que de forma menos acentuada, a tendência à expansão diferenciada depois de grandes deformações (em média $\epsilon_a = 13\%$, cfr. item V.3).

IV.3.7 - Outros Aspectos

IV.3.7.1 - Velocidade de ensaio

As curvas de adensamento obtidas, principalmente para baixas tensões confinantes, quase sempre se mostraram de difícil uso para a determinação de parâmetros que orientassem a escolha da velocidade de ensaio (cfr. BISHOP e HENKEL, 10). Procurou-se, então, recorrer à experiência tirada da literatura que delimita essa velocidade na faixa de 0,1 a 0,35%/min. A velocidade utilizada foi de 0,27%/min. Em um dos testes realizados utilizou-se uma velocidade igual à metade daquela escolhida para os ensaios da pesquisa; obteve-se resultados praticamente idênticos.

IV.3.7.2 - Dimensões do corpo de prova

As dimensões do corpo de prova eram medidas após a re

* A razão de $H/D=1,2$ e não 1,0 advém de se esperar uma configuração final próxima de um quadrado para a seção reta.

tirada do molde. Os corpos de prova de 5cm de diâmetro apresentaram, principalmente em amostras fofas, uma perceptível diferença entre as suas dimensões transversais, junto ao topo e à base (da ordem de 2mm); nos corpos de prova com diâmetro de 10cm, nenhuma diferença foi observada.

IV.3.7.3 - Índice de vazios inicial

A determinação exata do índice de vazios (a aproximada conhecia-se a partir da calibração dos funis, cfr. item V.1) era feita a posteriori por meio da pesagem do material, já ensaiado e seco na estufa. O índice de vazios assim obtido correspondia ao valor antes do adensamento. Para os cálculos da fase de cisalhamento, foram considerados os índices de vazio após o adensamento.

IV.3.7.4 - Solo para ensaio

O material de ensaio, uma vez preparado como visto anteriormente, era guardado num recipiente fechado e seco. No princípio dos trabalhos, fêz-se reuso do solo, mas logo se constatou que esta prática deveria ser abandonada, não tanto pela possível quebra dos grãos, mas pela presença de material estranho (principalmente a graxa de silicone), altamente aglomerante, de difícil remoção, que poderia influir nos resultados dos ensaios.

IV.3.7.5 - Substituição da pedra porosa central

Ainda que uma das propriedades da graxa de silicone seja a de não "espirrar" ("squeeze out", é o termo inglês) sob pressão, um pouco de graxa pode atingir a pedra porosa, que tende a ficar impregnada, prejudicando com isso a drenagem. A fervura da pedra porosa para sua saturação não diminui muito esta impregnação. Este fato aliado também à permeabilidade da pedra porosa, apenas razoável, em face do uso da técnica de percolação de água para saturação inicial dos corpos de prova, motivou que se experimentasse substituir a pedra porosa central por papel filtro. Essa substituição mostrou-se vantajosa devido à maior permeabilidade do papel filtro e às facilidades de sua substituição e saturação. Cuidou-se, após ensaio, fazer-se uma inspeção sobre uma possível passagem de material que viesse a entupir a drenagem e causar desta forma perturbações ao corpo de prova. Felizmente, isto raramente aconteceu, não sendo observado, na grande maioria dos casos, nenhum vestígio de ruptura do papel filtro. Verificou-se que, para o sucesso desta substituição, deve ser observado um cuidado adicional na elevação da tensão confinante na fase de adensamento. Esta elevação deve ser feita em incrementos de no máximo 200 kN/m^2 ; caso contrário, corre-se o risco de romper o papel filtro, pois o fluxo de água - e portanto a força de percolação - é tanto maior quanto maior o incremento de tensão confinante.

IV.3.7.6 - Água Deaerada

Os cuidados com a água de saturação já foram menciona-

dos no capítulo III, e também na descrição dos equipamentos (item IV.2.1) fez-se menção do uso do frasco Kitassato. Toda essa experiência relatada - acrescenta-se também comunicações pessoais - foi utilizada na presente pesquisa. A água a ser utilizada para saturação dos corpos de prova era primeiramente destilada, depois fervida no Kitassato durante 10 a 15 minutos, usando "vácuo", deixava-se esfriar em banho maria, sem movimentos bruscos, e finalmente, utilizando-se o próprio recipiente (o Kitassato) como depósito d'água, era usada na saturação através de sifonamento. Este procedimento, no entanto, veio somente depois de empregar-se outras alternativas menos corretas, por exemplo: 1) ferver água num recipiente e vertê-la em outro utilizado como depósito; 2) usar água destilada preparada apenas com a aplicação de "vácuo", à temperatura ambiente, sem fervura.

IV.3.7.7 - Células de carga

Como pode ser visto no capítulo V, trabalhou-se numa faixa relativamente ampla de tensões confinantes, havendo, por isso, a necessidade de empregar-se várias células de carga, de modo a compatibilizar a acurácia desses dispositivos com o nível de tensões. Quase todas essas células entraram numa rotina de calibração, antes, durante e após a campanha de ensaios. A maior dificuldade encontrada foi tornar compatíveis a acurácia dessas células, umas com as outras, pesando muito a diversidade de procedências (vários fabricantes).

IV.3.7.8 - Membranas de látex

Foram empregadas membranas de látex de excelente qualidade - fabricação WYKEHAM FARRANCE - para os corpos de prova de 5cm e 10cm de diâmetro. Infelizmente não poucas membranas foram inutilizadas nos ensaios preliminares, por deficiência de técnica, e também por contatos com as asperezas do molde (depois eliminadas). Na companhia de ensaios, propriamente, quase não se teve tais dissabores. Um único cuidado merece ser chamado à atenção, qual seja, o de se evitar a presença de grãos de areia entre a membrana e qualquer parte rígida ("top-cap", pedestal, paredes do molde).

IV.4 - Metodologia Adotada

IV.4.1 - Cuidados iniciais

Os discos e as membranas de látex devem ser mantidos, para melhor manipulação - limpos, secos e "sujeitos" com talco. No caso das membranas, deve-se sempre verificar a existência de furos antes e após o uso, de modo que se possa substituir (antes) ou se ter em conta na interpretação dos resultados do ensaio (depois).

Quanto ao operador, vale lembrar que unhas mal aparadas geralmente provocam danos às membranas. Caso necessário, pode-se empregar luvas finas de látex.

Os potes de mercúrio - ou o equivalente sistema de aplicação de pressões - devem estar posicionados em alturas correspondentes às pressões desejadas.

A base da célula triaxial, deve estar convenientemente preparada, com as linhas de drenagem, de aplicação da pressão confinante e de medida de poro-pressão, todas saturadas e conectadas ao depósito de água e ao transdutor de poro-pressão (foto A.I.9 e Fig. IV.1).

O papel filtro central deve estar saturado e posicionado, assim como o funil no arranjo do chuveiro.

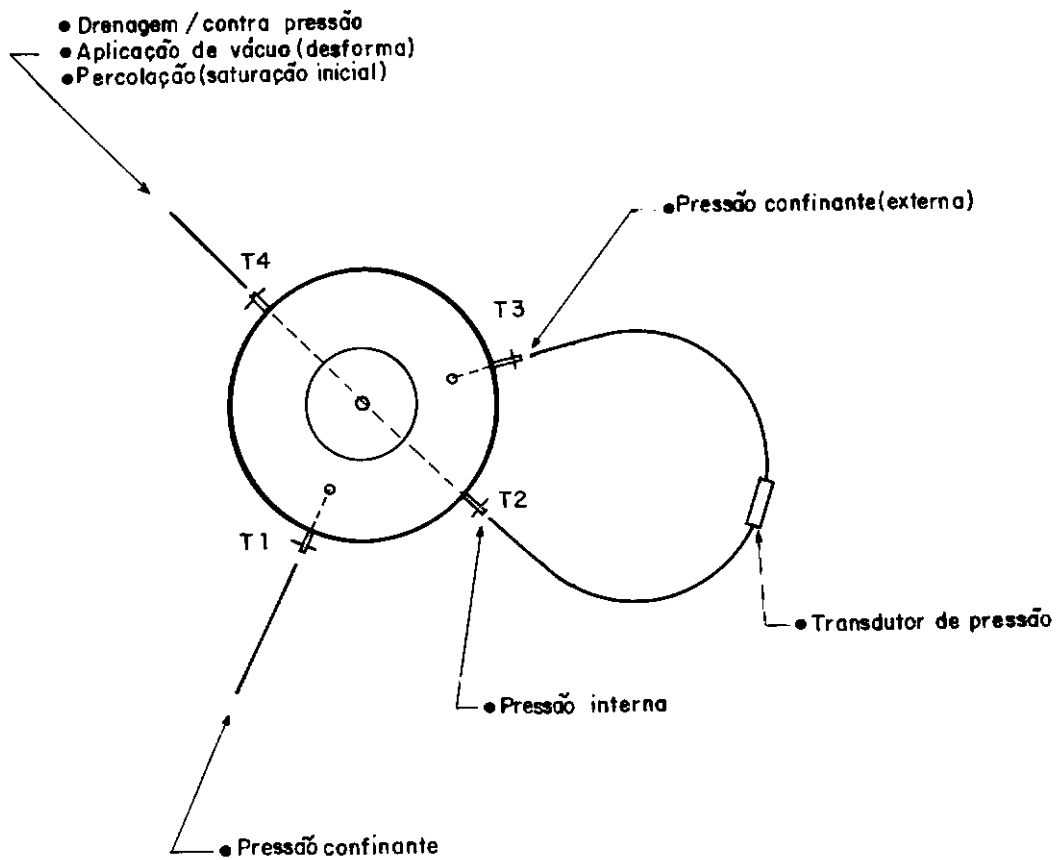


Fig. IV.1 Esquema da base da célula triaxial e as linhas de drenagem e de pressões interna e externa.

IV.4.2 - Rotina do ensaio

Lubrificação das extremidades

- untar com graxa de silicone o pedestal e o "top-cap", espalhando bem o material, de modo a conseguir uma camada uniforme;
- colocar o 1º disco de látex; cuidar para não deixar bolhas de ar;
- untar novamente sobre o 1º disco, nova camada de graxa de silicone;
- colocar o 2º disco de látex; cuidar para não deixar bolhas de ar;
- prensar o conjunto de discos, de modo a expulsar o ar e garantir uma espessura uniforme (usar, por exemplo, um disco de 10N de peso).

OBS.: a quantidade de graxa de silicone deve ser a mesma para ambas as camadas ;por isso separar antes a quantidade desejada. Eventualmente, a quantidade de graxa usada no pedestal pode ser diferente daquela do "top-cap" (ver itens V.3 e seguintes).

Colocação do molde e da membrana

- preencher, com areia seca ou úmida, o rebaixo do pedestal destinado à pedra porosa;
- untar sempre os bordos do pedestal e do

"top-cap", de modo a prevenir passagem de água ("leakage");

- fixar a membrana envoltória no pedestal, cuidando para não deslocar ou enrrugar o disco de látex, e também não permitir a introdução de grãos de areia, entre a membrana e o pedestal onde se apoiará o molde.

- colocar dois "O-rings" (elásticos de borracha) de vedação no pedestal, de modo a prender a membrana;

- encaixar o molde sobre o pedestal, fazendo subir internamente a membrana envoltória;

- dobrar a membrana envoltória sobre a borda superior do molde;

- encaixar o colarinho sobre a membrana dobrada, nas bordas superiores do molde; antes, untar a saliência de apoio do colarinho.

Formação do corpo de prova

- centrar o conjunto no "chuveiro";

- acionar o sistema de vácuo ligado ao molde para a aderência da membrana (valor conhecido) às paredes do molde;

- verificar a aderência da membrana, eliminando as rugas, se houver;

- colocar toda a areia seca necessária no funil, não permitindo nenhum fluxo até que toda a areia esteja acondicionada;

- deixar fluir a areia (Foto A.I.11 e A.I.12).

Saturação inicial

- terminado o fluxo de areia, e preenchido todo o molde e colarinho (Foto A.I.13) desligar o sistema de "vácuo". Iniciar a percolação,abrindo a torneira de drenagem ligada ao depósito de água;

- elevar o depósito de água em pequenos incrementos, procurando que o gradiente de percolação seja bem pequeno;

- limpar ou remover o restante da areia depositada na preparação do corpo de prova;

- percolar 1,5 a 2,0 vezes o volume de água aproximado que preencheria os vazios, na condição de saturação.

Colocação do "top-cap".

- terminada a percolação, fechar a válvula de drenagem (T4) ligada ao depósito de água;

- desconectar a linha de drenagem ligada ao depósito (T4);

- retirar cuidadosamente o colarinho;

- remover, em etapas, o excesso de material, e ao final,arraçar o bordo superior do corpo de prova;

- limpar bem as bordas da membrana;

- colocar o "top-cap", já preparado com os discos lubrificandos, apoiando-o sobre o molde e o corpo de prova;

- desdobrar a membrana envoltória, fazendo-a subir de

modo a envolver as paredes do "top-cap"; nesta fase cuidar para que não haja grãos de areia introduzidos entre a membrana e o "top-cap";

- colocar dois "O-rings" de vedação.

Desmoldagem

- acionar o sistema de "vácuo" e fixar o valor requerido para a tensão efetiva de moldagem (por exemplo, $20 \text{ kN/m}^2 \approx 16 \text{ cm de Hg}$);

- conectar a linha de drenagem com a trompa de vácuo (T4);

- aplicar a contrapressão negativa ao corpo de prova (abrindo T4);

- desformar o corpo de prova, iniciando pelas partes superiores (Fotos A.I.14, A.I.15 e A.I.16);

- limpar bem a base da célula triaxial com jatos de água;

- medir as dimensões do corpo de prova;

- colocar as bilhas no rebaixo do "top-cap";

- colocar o copo da célula triaxial;

- fechar a válvula da linha de drenagem (T4) ligada ao sistema de "vácuo";

- desconectar a linha de "vácuo".

Preparação final

- transportar cuidadosamente o conjunto para a prensa triaxial;
- conectar as linhas de drenagem e de pressão confinante;
- encher a célula com o fluido confinante;
- colocar, se necessário, óleo para vedação e lubrificação do pistão.

Contrapressão e parâmetro B

- abrir a válvula da linha de pressão confinante (T1) e esperar estabilizar o valor da pressão antes de prosseguir (valor em torno de 225 kN/m^2);
- abrir a válvula da linha de drenagem (T4);
- observar, anotando, a variação do fluxo de água que entra ou sai do corpo de prova (etapa de contrapressão/adensamento, cfr. Ítem IV.3);
- decorridos de 30min a 1 hora, medir o parâmetro B. Para a medição do parâmetro B, usar o 3º pote de mercúrio e o mesmo transdutor de pressão para as variações interna e externa das pressões (T_2 e T_3);
- alcançada a saturação requerida - verificada através do valor de B - passar para passo seguinte; caso contrário, elevar a contrapressão, repetindo o procedimento até que se atinja a condição desejada (sobre esta condição, veja-se a discussão

apresentada no ítem V.2).

Adensamento

- fechar a drenagem (T4);
- elevar a pressão confinante*; esperar que estabilize;
- anotar a leitura inicial da bureta;
- abrir a drenagem (T4);
- fazer as anotações pertinentes.

Cisalhamento - cuidados iniciais

- selecionar a velocidade de ensaio
- posicionar corretamente o extensômetro, deixando bastante curso e cuidar que esteja bem apumado;
- zerar a célula de carga;
- anotar a última leitura da bureta;
- fechar a drenagem;
- posicionar a haste do pistão sobre as pilhas.

* Caso se esteja usando papel filtro central, em vez de pedra porosa, procurar elevar em incrementos de 100 a 200 kN/m² para não correr o risco de furar o papel filtro. O intervalo de tempo entre os incrementos pode ser aquele suficiente para ocorrência apenas do adensamento primário (1 ou 2 minutos, em geral).

Cisalhamento - ensaio

- somente iniciar o ensaio após ter decorrido tempo suficiente para que todo adensamento primário e boa parte do secundário tenha se verificado. Observar as leituras realizadas;
- abrir a drenagem (ensaio drenado);
- ligar a prensa;
- fazer as leituras usuais (célula de carga, extensômetro, bureta).

Depois do ensaio

- Caso se deseja realizar medidas ou observar melhor a forma do corpo de prova, deve-se descarregar lentamente, mantendo a pressão confinante; caso contrário, o corpo de prova perde resistência rapidamente, liquefazendo-se;
- retirar a membrana, separar o material para secagem na estufa e posterior pesagem; cuidar para não perder material (erro na avaliação do índice de vazios);
- examinar se houve perda de material pela linha de drenagem;
- examinar se a membrana envoltória apresenta furos

IV.4.3-Comentários Finais

- i) Essa rotina de ensaio, em geral, é possível de ser realiza-

da num único dia de trabalho.

- ii) Constitue um tempo crítico aquele que decorre desde o início de contrapressão até o final do cisalhamento, pois a eficiência da lubrificação diminui significativamente com a duração prolongada da pressão normal (cfr. cap. III). Os tempos indicados na rotina para cada uma destas fases minimizam esta tendência.
- iii) Visou-se nesta rotina primariamente ensaios drenados, mas a modificação necessário para ensaios não-drenados é muito simples de ser feita. Neste caso não se deve usar papel filtro central.
- iv) Ensaaios com materiais argilosos podem também seguir uma rotina semelhante, apenas dispensando o uso de um molde.

CAPÍTULO V

APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS

Dentro do objetivo deste trabalho está o estabelecimen-
to de uma metodologia de ensaios triaxiais em materiais granula-
res. Esta metodologia está voltada a três etapas que se consi-
deram básicas para a obtenção de bons resultados, quais sejam:
moldagem, saturação, e lubrificação das extremidades
do corpo de prova. Sobre cada um desses aspectos foram feitos,
anteriormente, comentários de carácter qualitativo (Cap. IV).
Trata-se, agora, de expressar aqueles comentários e avaliações,
respaldados pelos dados numéricos obtidos; isto é visto na 1ª
parte deste capítulo.

Por outro lado, dispõe-se de uma quantidade de resulta-
dos de ensaios de compressão triaxial que permitem, também, a-
presentar um estudo sobre o comportamento tensão-deformação-re-
sistência de um dado solo granular. Isto é feito à luz dos con-
ceitos da Mecânica dos Solos "tradicional" e da Mecânica dos So-
los dos Estados Críticos (2ª parte deste capítulo).

1ª P A R T E

V.1 - DENSIDADE DOS CORPOS DE PROVA PREPARADOS COM O DISPOSITI- VO DE PLUVIAÇÃO NO AR CHAMADO "CHUVEIRO"

V.1.1 - Medições Preliminares

Todas as medidas de densidade, usadas para calibrar o "chuveiro", foram feitas com um molde auxiliar de latão, de dimensões aproximadas àsquelas do corpo de prova de 5,0cm de diâmetro, utilizado na campanha de ensaios. Dois procedimentos distintos foram usados para avaliar o volume do molde de latão, segundo segue:

i) Medição direta

- Instrumento: paquímetro (acurácia $\pm 0,05\text{mm}$)
- Resultados: série de 10 medidas

$$\begin{aligned} H &= 5,055\text{cm} \\ \text{dimensões médias } \{ \\ D &= 10,536\text{cm} \\ \text{Volume calculado} &= 211,5\text{cm}^3 \end{aligned}$$

ii) Medição de volume de água

- Instrumento: balança eletromecânica (acurácia $\pm 0,01\text{g}$)
- Resultados:

$$\begin{aligned} \text{medidas } \{ \quad \text{tara + massa de água} &= 497,60\text{g} \quad (1) \\ \quad \text{tara} &= 285,42\text{g} \quad (2) \end{aligned}$$

$$\text{massa de água: } (1) - (2) = 212,18\text{g}$$

$$\text{volume calculado: } 211,71\text{cm}^3$$

Obs.: As medidas obtidas da massa de água foram corrigidas do efeito da temperatura ($T=23^\circ\text{C}$ + fator de correção = $0,99778 = \text{dens. absoluta da água à } 23^\circ\text{C}$).

As discrepâncias entre os valores obtidos de volume, a partir dos dois procedimentos, foi muito pequena (0,1%). Adotou-se, para a calibração do chuveiro, o resultado da medição direta ($V = 211,5\text{cm}^3$).

V.1.2 - Determinação dos Índices de Vazios Máximo e Mínimo

Para a avaliação destes índices, encontrou-se certa dificuldade em reproduzir os testes preconizados pelas normas existentes (ASTM D-2049 e um procedimento da CESP de nº MSL-11). Assim, a exemplo do que já tinha sido feito por PACHECO (52), procederam-se algumas adaptações.

V.1.2.1 - Índice de Vazios Máximo

Para a determinação do índice de vazios máximo (correspondente à densidade relativa mínima) foi usado o método de KOLBUSZEWSKI (27), com algumas modificações. Essas modificações diziam respeito, à quantidade de material usado, que foi de 4,91N (o método original usa 9,8N), e à proveta graduada com capacidade para 1000cm^3 (o método original utiliza uma proveta de 2000cm^3 e diâmetro $D = 7,5\text{cm}$). No mais, o procedimento foi idêntico ao proposto no método original.

Para a obtenção do volume do arranjo mais fofo, foram realizadas 6 medidas, obtendo-se um volume médio de $345,7\text{cm}^3$. Com este valor obtém-se um peso específico seco, $\gamma_d = 14,18\text{kN/M}^3$. Sabendo-se, que a densidade média dos grãos, após três determinações, foi calculada em $G = 2,632$, pode-se estimar o índice de vazios máximo em, $e_{\max} = 0,820$.

V.1.2.2 - Índice de Vazios Mínimo

Para a determinação do índice de vazios mínimo foram utilizados dois procedimentos sugeridos por PACHECO (52); são eles:

a) Método Vibratório

Este método consistiu na utilização de um peneirador mecânico vibratório, dotado de um reostato com escala de 0 a 100, sem indicações numéricas de amplitude ou frequência. O material foi colocado numa única camada dentro do cilindro de Proctor normal, usando o método do frasco ("flask method"). O tempo de vibração (10min.) e a posição do reostato foram as mesmas recomendadas por PACHECO (52). Não foi utilizada qualquer sobrecarga. Obtiveram-se, assim, os valores de $15,91\text{kN/m}^3$ e $15,80\text{kN/m}^3$ para o peso específico aparente seco (γ_d).

b) Compactação dinâmica

Outros dois ensaios foram realizados com o equipamento para moldagem de corpos de prova de solo-aditivo, introduzido no Brasil pelo Prof. SOUZA PINTO em 1965. O procedimento seguido foi o mesmo indicado no anexo 3 do trabalho de PACHECO (52). Obtiveram-se, em duas determinações, os valores de $\gamma_d=16,20\text{kN/m}^3$ e $\gamma_d=16,19\text{kN/m}^3$.

c) Chuveiramento

Observa-se que por este processo podem ser obtidos valores de índice de vazios menores que os métodos anteriores, como será visto no item seguinte. Este fato levou a que se adotasse o valor mínimo obtido com o chuveiro, como valor limite. Tal valor

foi de $\gamma_d = 16,55 \text{ kN/m}^3$ e, adotando-se $G = 2,632$, $e_{\min} = 0,559$.

V.1.3 - Determinação de Densidade Relativa utilizando o Processo de pluviação no ar.

No processo de pluviação no ar, descrito no cap. IV , duas são as variáveis que intervêm no valor do peso específico seco: a altura de queda (h) e o diâmetro do funil (d_f), que regula a vazão da areia que flui. MIURA e TOKI (44) relatam, no entanto, que a influência da altura de queda no valor da compactação obtida é muito pequena. Para exemplificar, veja-se o comentário destes autores sobre os ensaios feitos com a areia de TOYURA: "For example, relative density produced at $d_f = 20 \text{ mm}$, is 85% for $h = 300 \text{ mm}$ and 88% for $h = 700 \text{ mm}$ respectively". Esta característica também foi observada com a areia da praia de São Francisco, motivando a fixação de uma altura de queda e a não levar em conta sua influência. Constatação semelhante também foi feita por MULILIS et al. (45), no uso do "flask method".

A calibração do chuveiro, isto é, a relação índice de vazios versus diâmetro da boca do funil, foi obtida realizando-se para cada funil um número de dez determinações. Tais determinações foram realizadas com uma altura de queda de 88cm, medida pela distância entre o nível da trama da peneira mais baixa e a base do corpo de prova. Aplicou-se aos resultados, um tratamento estatístico adequado às pequenas amostragens (10 elementos), supondo-se uma distribuição que tende à normal (distribuição t , cfr. LIPSON e SHETH, 39) para um número infinito de

elementos. Os valores obtidos para a densidade relativa, índice de vazios e peso específico seco estão apresentados no Quadro V.1. Nas figuras V.1, V.2 e V.3, apresentam-se as relações entre a densidade relativa (D_r), índice de vazios (e) e peso específico seco (γ_d) versus diâmetro da boca do funil (d_f), respectivamente. As curvas apresentadas nas mencionadas figuras foram traçadas a sentimento, tomando-se por base os valores médios obtidos em 10 determinações. As regiões delimitadas pelas linhas tracejadas das figs. V.1, V.2 e V.3 correspondem à faixa onde situam-se 95% dos valores individuais, com probabilidade de ocorrência de 90% (distribuição t , $P = 95$, $C = 90$).

V.1.4 - Análise dos Resultados do Processo de Moldagem por Chuveiramento

O dispositivo chamado aqui de "chuveiro" nada mais é do que uma reprodução do modelo descrito por MIURA e TOKI (44), com exceção das peneiras que, de acordo com os idealizadores do método, devem ser selecionadas em função do diâmetro dos grãos.

Inicialmente compara-se o desempenho do chuveiro utilizado neste trabalho com o desempenho do chuveiro original (cfr. MIURA e TOKI (44)). Pode-se observar que, a exemplo do que aconteceu com o modelo japonês, obteve-se uma faixa bastante ampla para a densidade relativa (de 25% a 100%). A curva que representa os valores médios (fig. V.1) da densidade relativa versus a abertura do funil (d_f) também é semelhante à obtida por MIURA e TOKI (44). A curva da fig. V.1 para a areia de São Francisco apresenta um ponto de inflexão na vizinhança do ponto

DIÂMETRO DO FUNIL (mm)	NÚMERO DE EVENTOS	DENSIDADE RELATIVA (%)				PESO ESPECÍFICO APARENTE SECO (kN/m ³)				ÍNDICE DE VAZIOS			
		MÉDIA	DESVIO PADRÃO	COEF. DE VARIAÇÃO	FAIXA DE VALORES ¹	MÉDIA	DESVIO PADRÃO	COEF. DE VARIAÇÃO	FAIXA DE VALORES	MÉDIA	DESVIO PADRÃO	COEF. DE VARIAÇÃO	FAIXA DE VALORES
8	10	100,03	0,17	0,17	99,52-100,54	16,56	0,01	0,029	16,55-16,57	0,558	0,0005	0,081	0,557-0,559
14	10	96,15	0,20	0,21	95,54-96,76	16,46	0,01	0,034	16,44-16,48	0,568	0,0005	0,094	0,567-0,570
18	10	92,80	0,22	0,24	92,13-93,47	16,37	0,01	0,037	16,35-16,39	0,577	0,0006	0,101	0,575-0,579
21	10	86,89	0,43	0,49	85,76-88,02	16,21	0,01	0,070	16,18-16,24	0,593	0,0011	0,190	0,589-0,596
23,5	10	83,84	0,66	0,78	82,17-85,51	16,12	0,02	0,107	16,07-16,17	0,601	0,0017	0,285	0,595-0,606
27	10	71,01	0,70	0,99	68,90-73,12	15,80	0,02	0,112	15,75-15,85	0,634	0,0018	0,290	0,629-0,640
32,5	10	64,11	0,57	0,89	62,39-65,83	15,62	0,01	0,091	15,58-15,66	0,652	0,0015	0,230	0,648-0,657
35	10	53,05	0,54	1,02	51,42-54,68	15,32	0,02	0,084	15,28-15,36	0,681	0,0014	0,208	0,677-0,685
45	15	38,50	1,37	3,57	34,77-42,23	15,01	0,03	0,209	14,92-15,10	0,719	0,0036	0,500	0,710-0,729
50	10	28,33	1,44	5,08	23,99-32,67	14,78	0,03	0,216	14,68-14,88	0,746	0,0037	0,505	0,735-0,757
55	11	24,82	1,72	7,12	19,64-30,00	14,71	0,04	0,264	14,60-14,82	0,755	0,0046	0,612	0,742-0,769

¹ Intervalo de confiança de 90% onde devem se situar 95% dos resultados individuais (Distribuição t, Apud LIPSON e SHETH, 39).

² Resultados apresentados em %

Obs.: Altura de queda do chuveiro = 88 cm.

Quadro V.1 - Estudo Estatístico do Desempenho do Chuveiro

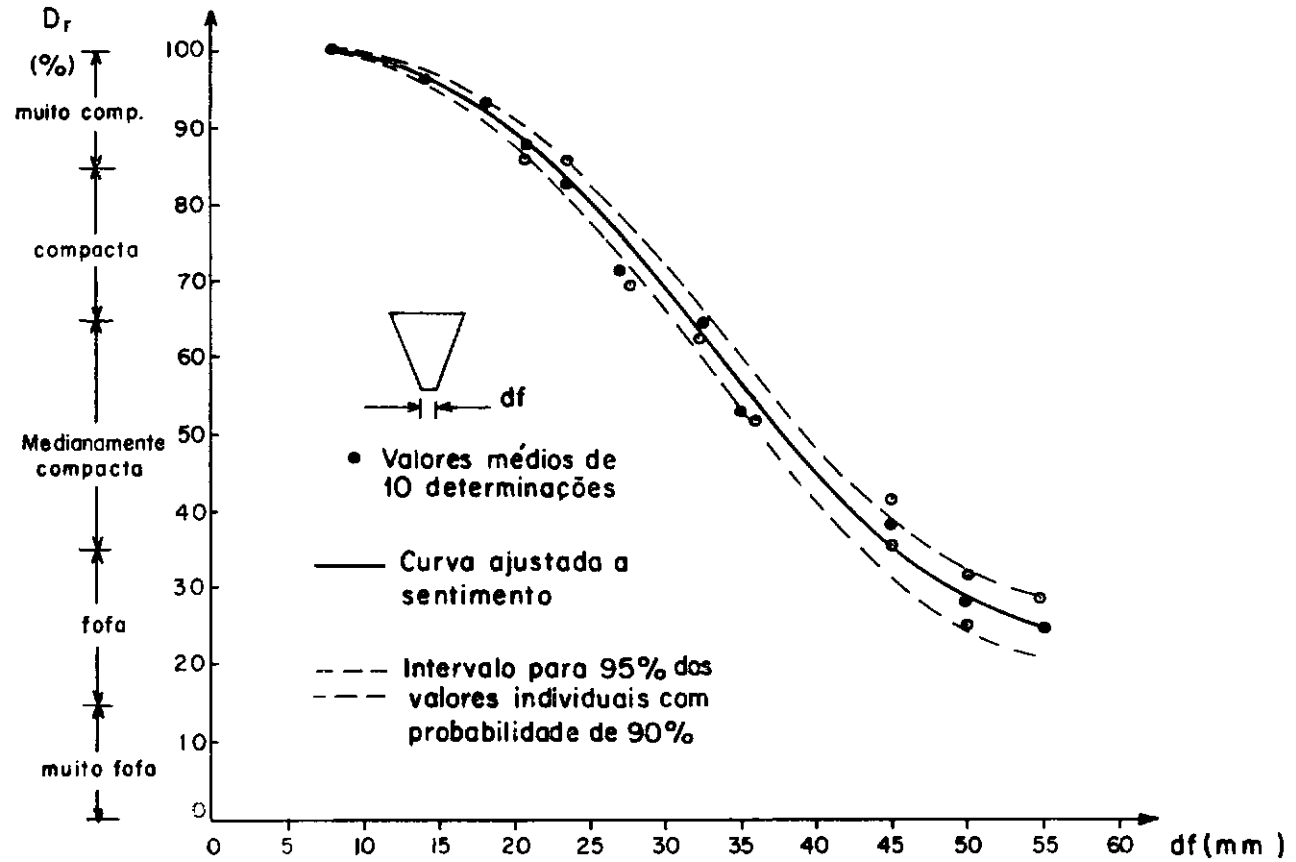


Fig. V.1 - Variação da densidade relativa (D_r) com a abertura do funil (df) na moldagem por chuvaramento.

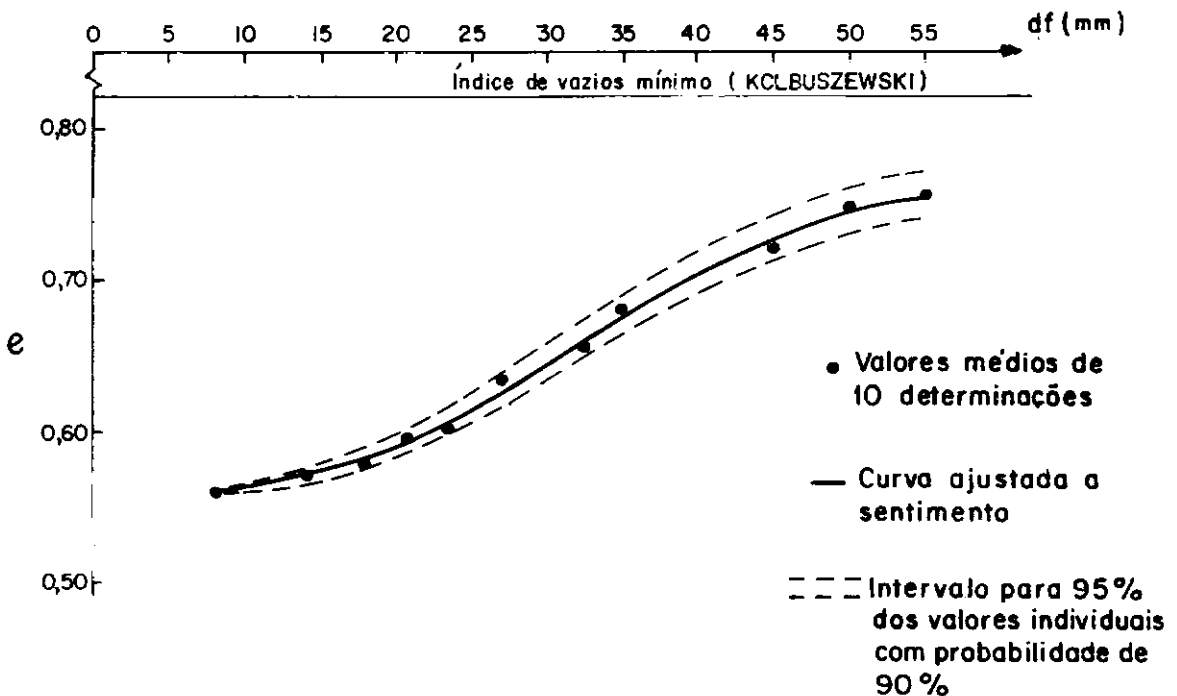


Fig. V.2 - Variação do índice de vazios (e) com a abertura do funil (df) na moldagem por chuvaramento.

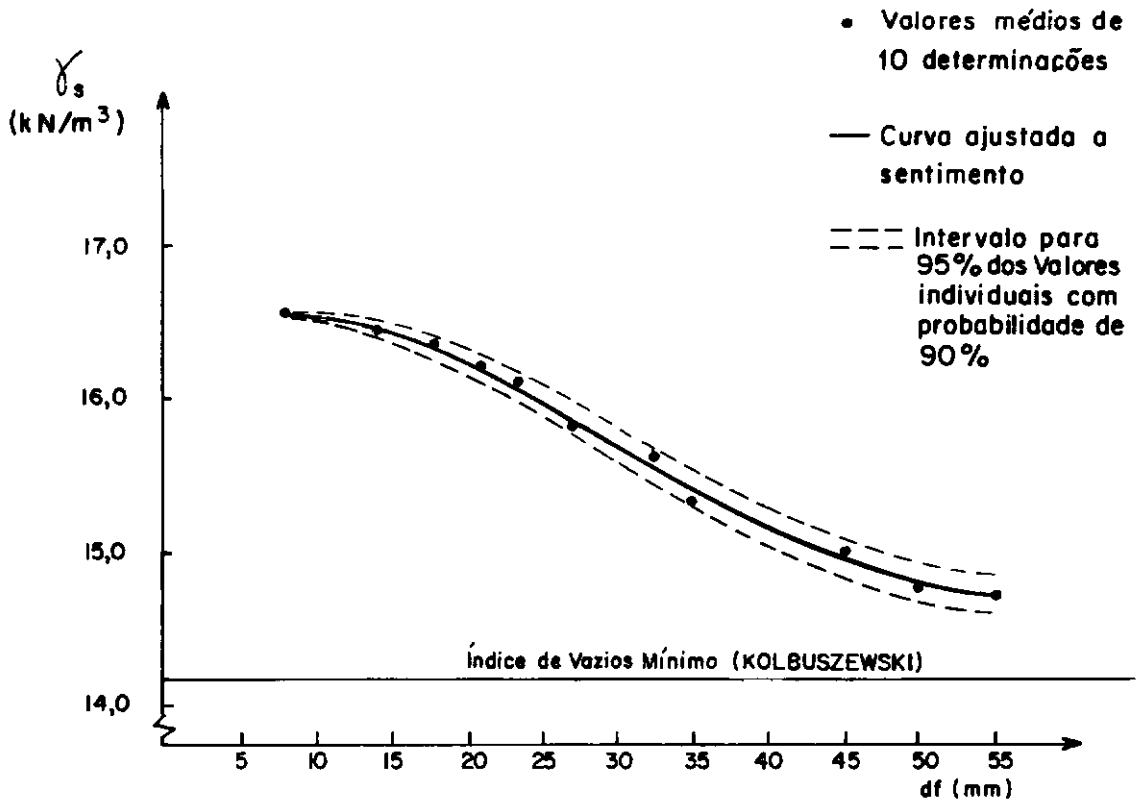


Fig.V.3 - Variação do peso específico seco (γ_s) com a abertura do funil (df) na moldagem por chuveiramento.

correspondentes a $D_r = 60\%$ o que não acontece para a "Toyura Sand". Observa-se, também, que para atingir densidades relativas inferiores à 30%, foram utilizados funis com abertura do bocal superiores às usadas por MIURA e TOKI (44).

Os pontos de inflexão apresentados nas curvas das figuras V.1, V.2 e V.3 são inteiramente assimiláveis, uma vez que a função $D_r = f(d_f)$ deve ser monótona decrescente. Assim a partir de um determinado ponto (ponto de inflexão), a curva deve se tornar menos inclinada e, provavelmente, ser assíntota ao eixo d_f .

A qualidade e eficiência do método, no que diz respeito à sua reprodutibilidade, pode ser medida pela dispersão (coeficiente de variação). Infelizmente MIURA e TOKI (44) não fazem um estudo de dispersão para todo o domínio das densidades relativas obtidas, só apresentando dados de dispersão associados à densidade relativa de 55%, conforme mostrado no Quadro V.2. Neste mesmo quadro, inclui-se o resultado obtido com o chuveiro numa densidade próximo daquela (53%). Observa-se que se obteve para a areia de São Francisco, praticamente, o mesmo valor do coeficiente de variação obtido para a "Toyura Sand".

Finalmente, analisando as figs. V.1, V.2 e V.3 e o quadro V.1, observa-se ainda que a dispersão diminui com a redução do diâmetro do bocal do funil, ou seja com o aumento da compacidade das amostras obtidas.

V.1.5 - Comparação entre as "Densidades Relativas Máximas" Ob-
tidas por Chuveiramento e Outros Métodos

Um estudo comparativo do chuveiramento ("multiple sieving pluviation") com outros métodos, no que se refere à amplitude da faixa de densidades relativas obtidas, já foi apresentado anteriormente, dando ampla vantagem ao chuveiro. Quanto à uniformidade dos resultados, o Quadro V.2 ilustra também a maior capacidade de repetibilidade do chuveiramento.

Finalmente conclui-se esta avaliação, constatando-se a capacidade do chuveiro em produzir amostras tão ou mais compactas que aquelas preconizadas em outros métodos já normalizados (cfr. MIURA e TOKI, 44), ainda que com a ressalva de se estar trabalhando com areias uniformes. No presente trabalho, os métodos disponíveis, utilizados para a determinação dos limites de densidade, falharam em fornecer amostras mais compactas que as obtidas com o chuveiro. Além disso, em vista dos coeficientes de variação apresentados por PACHECO (52), a repetibilidade do método, também neste ponto, é de longe superior aos procedimentos aludidos anteriormente (Quadro V.3.). Este último aspecto, deve-se certamente à pequena participação do operador no método de chuveiramento.

MÉTODO DE PREPARAÇÃO	TÉCNICO	Nº DE AMOSTRAS	DENS. REL. MÉDIA (%)	DESVIO PADRÃO	COEF. DE VARIAÇÃO (%)	TIPO DE SOLO E REFERÊNCIA
MSP	x	12	55,8	0,78	1,4	"Toyura sand" MIURA e TOKI (44)
	y	13	55,3	0,56	1,0	
	z	10	54,9	0,54	1,0	
"FLASK"	y	10	55,0	2,15	3,9	"Toyura sand" MIURA e TOKI (44)
	z	11	53,6	2,84	5,3	
"DRY TAPPING"	x	12	53,9	2,45	4,5	"Toyura sand" MIURA e TOKI (44)
	z	13	55,3	2,10	3,8	
"WET RODDING"	x	11	54,2	1,10	2,0	"Toyura sand" MIURA e TOKI (44)
	y	10	55,4	1,82	3,3	
	z	11	55,0	1,43	2,6	

"CHUVEIRO"	x	10	53,05	0,54	1,02	Areia da Praia de S. Francisco <u>AUTOR</u>
------------	---	----	-------	------	------	--

Quadro V.2 - Comparação da repetibilidade de densidade relativa obtida pelo chuvaireiro com outros métodos.

MÉTODO DE PREPARAÇÃO	Nº DE ENSAIOS	PESO ESPECÍFICO APARENTE SECO			TIPO DE SOLO E REFERÊNCIA
		MÉDIA (kN/m ³)	DESVIO PADRÃO (kN/m ³)	COEF. DE VARIAÇÃO (%)	
VIBRAÇÃO (ASTM-2049/69)	58	18,04	0,39	2,17	Areia Fina (Diversos Pesquisadores) PACHECO (52)
COMPACTAÇÃO DINÂMICA (Aparelho C.Souza Pinto)	27	16,08	0,19	1,21	Areia Fina PACHECO (52)
"CHUVEIRO"	10	16,56	0,01	0,029	Areia da Praia de S. Francisco <u>AUTOR</u>

Quadro V.3 - Comparação da variabilidade e repetibilidade na determinação da densidade máxima entre o chuvaireiro e outros procedimentos.

V.2 - RELAÇÃO DO PARÂMETRO B DE PORO PRESSÃO VERSUS GRAU DE SATURAÇÃO

A Fig. V.4 ilustra a utilização da equação III.17 (reapresentada na figura) aplicada ao solo da Pesquisa. O interesse do estudo está em analisar como se correspondem os valores de $B \times S$ e quais os resultados práticos que daí possam derivar (cfr. III.2.3).

Como mostra a equação III.17, o parâmetro B é função da porosidade inicial da amostra (n_i), dos coeficientes de compressibilidade volumétrica da água (C_w) e dos esqueleto dos grãos (C_s), e da pressão absoluta na água dos poros (P_a). O coeficiente C_w vale, para as condições usuais de laboratório, $4,84 \times 10^{-7} \text{ m}^2/\text{kN}$; os coeficientes C_s correspondem a seus valores tangentes para os pontos de tensão confinante (σ'_c) indicados; e os valores de P_a correspondem, no caso, aos valores de contra pressão aplicada.

As curvas da Fig. V.4 podem ser analisadas duas a duas, de modo a se estudar as causas que provocam a diferença entre elas. As curvas 1 e 2 estão associadas às amostras que, embora submetidas à mesma tensão de adensamento ($\sigma'_c = 98 \text{ kN/m}^2$) foram moldadas com diferentes índices de vazios. Assim, têm-se uma amostra inicialmente fofa (curva 1) e outra inicialmente compacta (curva 2). É de se esperar, portanto, que a amostra compacta, sob a mesma tensão confinante que a amostra fofa, apresente maior rigidez na sua estrutura, justificando a posição da curva 2 abaixo da 1, como previsto no resultado teórico.

Entre as amostras referentes às curvas 1 e 3, há somente diferença na tensão de adensamento (σ'_c), pois, ambas foram moldadas com o mesmo índice de vazios inicial*. A causa da gran

* Na verdade, o fato de a amostra 3 ter sido adensada a uma tensão superior à amostra 1, ela apresentará um menor índice de vazios, conferindo-lhe um valor de C_s inferior ao da amostra 1. Esse aspecto, no entanto, é muito pouco significativo, basta verificar que, computando-se os valores para amostra 3, a porosidade varia de 0,424, na moldagem, para 0,418 no final do adensamento.

CURVA ①

Dr = 31 % AREIA FOFA

 $\sigma'_c = 98 \text{ KN/m}^2$ $\eta_i = 0,425$ $C_w = 4,84 \times 10^{-7} \text{ m}^2/\text{kN}$ $C_d = 3,13 \times 10^{-5} \text{ m}^2/\text{kN}$ $P_a = 294,20 \text{ kN/m}^2$ $B_{100} = 0,9935$

(Q 9 L)

CURVA ②

Dr = 100 % AREIA COMPACTA

 $\sigma'_c = 98 \text{ KN/m}^2$ $\eta_i = 0,360$ $C_w = 4,84 \times 10^{-7} \text{ m}^2/\text{kN}$ $C_d = 1,90 \times 10^{-5} \text{ m}^2/\text{kN}$ $P_a = 294,20 \text{ kN/m}^2$ $B_{100} = 0,9909$

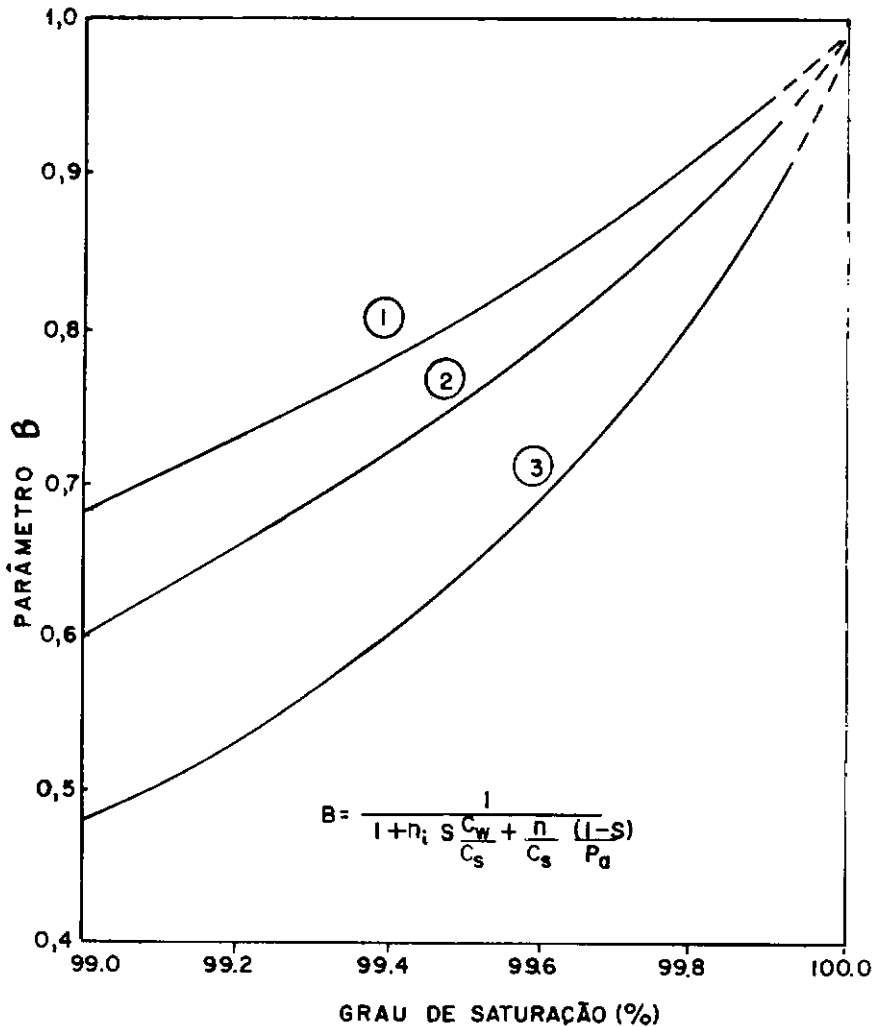
(Q 20 L)

CURVA ③

Dr = 31 % AREIA FOFA

 $\sigma'_c = 785 \text{ KN/m}^2$ $\eta_i = 0,424$ $C_w = 4,84 \times 10^{-7} \text{ m}^2/\text{kN}$ $C_d = 1,33 \times 10^{-5} \text{ m}^2/\text{kN}$ $P_a = 294,20 \text{ kN/m}^2$ $B_{100} = 0,9848$

(Q 7 L)

 η_i = Porosidade inicial C_w = Coeficiente de compressibilidade da água

S = Grau de saturação

C = Coeficiente de compressibilidade
do esqueleto sólido P_a = Pressão absoluta na água dos poros

Fig.V.4 - Relação teórica de B_{vs} . (CHANEY et al., 17) aplicada aos ensaios com areia de São Francisco.

de diferença observada entre essas curvas fica por conta, principalmente, da diferença de tensões confinantes a que estão submetidas. A amostra 3 por estar submetida a uma tensão mais elevada tende a apresentar uma estrutura mais rígida (menor C_s), o que justifica a posição da curva 3 comparada com a 1.

Por último entre as amostras 2 e 3, ambas de estruturas mais rígidas (maiores C_s) que a amostra 1 pelos motivos já vistos (densidade relativa e tensão confinante), observa-se que o alto valor da tensão de adensamento confere à amostra 3 uma rigidez ainda superior à da amostra 2 (comparem-se os valores de C_s), justificando, pois, a curva 3 situar-se abaixo da curva 2, como se quer, substituindo os dados das duas amostras na equação III.17.

Pode-se concluir da análise feita acima que a compressibilidade da amostra é o fator fundamental na relação entre o parâmetro B e o grau de saturação. No gráfico da Fig. III.13, apresentado por BLACK e LEE (11), as amostras 1 e 2, do presente estudo, estariam situadas numa região próxima à correspondente aos solos rígidos; já a amostra 3, se posicionaria numa faixa entre as curvas associadas aos solos rígidos e muito rígidos.

Finalmente, com relação ao aspecto prático destas considerações, vale observar que fixando-se um valor elevado do grau de saturação, por exemplo $S=99,5\%$, os valores correspondentes do parâmetro B seriam, para as 3 amostras, os seguintes:

	S	B
amostra 1	99,5%	0,81
amostra 2	99,5%	0,75
amostra 3	99,5%	0,64

Vendo o problema do outro lado, isto é, sabendo que os valores típicos de B utilizados nos ensaios realizados situaram-se na faixa de 0,92 a 0,95, têm-se que os graus de saturação correspondentes seriam:

	B	S
amostra 1	0,92	99,81%
	0,95	99,90%
amostra 2	0,92	99,88%
	0,95	99,93%
amostra 3	0,92	99,93%
	0,95	99,96%

Os resultados acima justificam perfeitamente o uso dos valores de B inferiores a 1,0, da prática usual, com a vantagem de demandar menor tempo para o início da realização dos ensaios. Evidentemente que essas conclusões se aplicam aos ensaios drenados, onde as velocidades de ensaio são baixas o suficiente para garantir drenagem total.

V.3 - DESEMPENHO NO USO DE EXTREMIDADES LUBRIFICADAS

V.3.1 - Introdução

Comparam-se, em primeiro lugar, os resultados da resistência ao cisalhamento em corpos de prova com e sem extremidades lubrificadas, mantidas constantes as outras condições. Ainda sobre o aspecto de resistência são tiradas conclusões sobre o efeito do tamanho dos corpos de prova, tanto no caso de extremidades convencionais, como no caso de extremidades lubrificadas.

Em segundo lugar discute-se a eficiência do método em descrever o comportamento pós-pico.

Finalmente, analisa-se o efeito do uso das extremidades lubrificadas sobre a configuração do corpo de prova no instante da ruptura e ao final do ensaio (grandes deformações), comparando-se os resultados obtidos com os encontrados na literatura.

V.3.2 - Comparação das Resistências obtidas em Ensaio Convencionais e com Extremidades Lubrificadas

As comparações a serem feitas a seguir estão resumidas e codificadas no Quadro V.4.

H/D	TIPO DE EXTREMIDADE	
	CONVENCIONAL	LUBRIFICADA
1,2:1	A	B
2:1	C	D

H - altura

D - diâmetro

Quadro V.4 - Codificação do tipo de ensaio quanto à relação altura/diâmetro e tipo de extremidades.

V.3.2.1 - Efeito da relação altura/diâmetro (A vs. C)

O Quadro V.5 apresenta os resultados de dois ensaios realizados em amostras compactas, de mesmo índice de vazios inicial, submetidas à mesma tensão confinante, ambos com bases convencionais, tendo como único fator diverso a relação H/D.

H/D	ENSAIO	TENSÃO DESVIADORA (kN/m ²)
2:1	D22C	527
1,2:1	Q23C	696

Quadro V.5 - Tensões desviadoras na ruptura para ensaios com extremidades convencionais e diferentes relações H/D.

Os resultados acima vêm a confirmar as previsões teóricas e as observações experimentais relatadas na literatura, de que o atrito nas extremidades tende a aumentar a resistência aparente da amostra e que este efeito diminui com o aumento da relação altura/diâmetro (H/D) do corpo de prova. Essa constatação é importante no sentido de orientar para uma escolha adequada da relação altura/diâmetro. (Cfr. III.3.4)

V.3.2.2 - Efeito da lubrificação das extremidades (C vs.D)

São mostrados no Quadro V.6, os resultados de ensaios realizados com relação altura/diâmetro 2:1, com extremidades convencionais um deles, e os demais com extremidades lubrificadas, todos com uma mesma densidade relativa (100%) e submetidos a mesma tensão confinante de ensaio ($\sigma_c = 100 \text{ kN/m}^2$).

EXTREMIDADES CONVENCIONAIS		EXTREMIDADES LUBRIFICADAS					OBSERVAÇÕES	
Ensaio	σ_{dr}	Ensaio	σ_{dr}	Ensaio	σ_{dr}	Ensaio		σ_{dr}
DIC : 282		D2L: 229		D3L : 280		D4L: 299	D5L: 281	σ_{dr} = Tensão Desviadora em kN/m^2

Quadro V.6 - Tensão desviadora na ruptura para ensaios com diferentes condições de extremidade.

Os dados acima sugerem que o uso de extremidade lubrificadas em corpos de prova de relação altura/diâmetro 2:1, em nada faz diferir ao emprego de extremidades convencionais. Essa

constatação é importante no sentido de tirar qualquer restrição, em termos de resistência ao cisalhamento, ao emprego de extremidades lubrificadas.

V.3.2.3 - Efeito da lubrificação das extremidades e o efeito da relação altura/diâmetro (B vs. D)

Os corpos de prova de diâmetros $D=100\text{mm}$ e $D=50\text{mm}$ das duas séries de ensaios que se dispõe para as comparações, foram produzidos com funis de aberturas, que se bem próximas (e consequentemente quase os mesmos índices de vazio), não são as mesmas. Tal fato, evidentemente, tira força à comparação. No entanto, lembrando que uma lubrificação deficiente nas extremidades da amostra com relação altura/diâmetro igual a 1:1, conduziria a resistências bem mais elevadas que a de série próxima, mas de relação altura/diâmetro igual a 2:1, o estudo não perde o seu interesse e significado. Além disso, como se viu anteriormente (Cfr. V.1.4), a dispersão dos valores individuais das densidades relativas dos corpos de prova produzidos com grandes aberturas é relativamente alta, podendo eventualmente os resultados individuais de uma série pertencerem perfeitamente à outra (Cfr. Quadro V.1). O Quadro V.7 apresenta os resultados obtidos.

H/D	$\tau_c = 392$ Ensaio σ_{dr}	$\tau_c = 392$ Ensaio σ_{dr}	$\tau_c = 392$ Ensaio σ_{dr}	Observações
12:1	Q13L :1143	Q12L:10,82	Q5L:11,36	σ_c =Tensão confinante (kN/m ²)
2:1	D18L :1193	D17L:11,57	:	σ_{dr} =Tensão desviadora (kN/m ²) ruptura

Quadro V.7 - Tensões desviadoras na ruptura para ensaios com bases lubrificadas e diferentes relações H/D.

Os resultados vistos acima, com as devidas ressalvas, sugerem que a lubrificação eficiente nas extremidades do corpo de prova anula o efeito do tamanho da amostra, possibilitando o emprego de amostras "curtas" (relação H/D=1,2:1), que para todos os efeitos, tendem a apresentar melhor desempenho no comportamento pós-pico (caso de amostras compactas) ou a grandes deformações (amostras fofas), cfr. RAJU et al. 57).

V.3.3 - Eficiência do Uso de Extremidades Lubrificadas para o Estudo do Comportamento Pós-Pico ou a Grandes Deformações

Uma vez confirmado que a utilização de extremidades lubrificadas não introduz nenhuma variação significativa na medição da resistência, trata-se agora de examinar se a principal aplicação desta técnica foi atingida, isto é, a capacidade do método em prover um campo uniforme de deformações mesmo após a ruptura.

O procedimento adotado para a análise tem presente as advertências que muito a propósito fazem BISHOP e GREEN (9) :

"ii) the effect of the precise form of deformation on the calculated maximum angle of shearing resistance, ϕ' , will be small up to the peak, whereas the effect on the value of ϕ' at large strains may be much more significant. Quantitative consideration of post-peak behaviour of samples requires a very careful assessment of the shape of and stress in the deformed sample" .

O Quadro V.8 , a seguir, apresenta as deformações específicas axiais de ruptura e aquela correspondente ao início do afastamento do corpo de prova da forma cilíndrica (dilatação maior na base, ou no topo, ou no terço médio do corpo de prova) de um grupo de ensaios triaxiais durante os quais se fizeram tais registros*.

* Dos 45 ensaios realizados, não figuram no quadro acima os resultados de amostras de areia compacta de diâmetro $D=100\text{mm}$ e outros mais, onde não foram tomados cuidados de se anotar as características de deformação do corpo de prova durante o ensaio.

ENSAIO	DENSIDADE RELATIVA (%)	TENSÃO CONFINANTE (kN/m ²)	DEFORM.ESPECÍFICA AXIAL (%)	
			RUPTURA	PERDA CONFIG. CILÍNDRICA
D19L	38	39	6,0	- +
D20L	38	39	6,6	6,6
D21L	38	39	10,6	5,0
Q2L	25	49	6,0	11,8 +
D12L	25	98	11,8	20,0 +
Q9L	26	98	6,8	15,4 +
Q10L	25	179	7,7	12,8 +
D14L	38	196	7,6	14,2 +
D16L	38	196	5,5	4,1
D17L	38	196	9,0	9,0
Q4L	25	196	8,6	9,4
Q11L	25	196	8,6	13,6 +
Q5L	25	392	10,3	14,6 +
Q12L	25	392	9,4	11,1
Q13L	25	392	12,9	- +
Q6L	25	588	11,1	13,6
Q14L	25	588	12,9	11,1
Q18L	100	-	-	-

Quadro V.8 - Avaliação da eficiência da técnica de extremidades lubrificadas quanto a retardar o início da perda de configuração cilíndrica.

Os resultados acima sugerem o seguinte comentário:

- i) Dos ensaios de que se dispõe registros visuais da evolução do aspecto do corpo de prova durante o ensaio, consta-se que 50% deles (assinalados com "+") apresentaram deformações uniformes - e provavelmente distribuição de tensões também uniformes - até o dobro de deformação axial de ruptura.
- ii) Considerando-se todos os ensaios da campanha, em pelo menos 4 deles esteve-se muito próximo de se atingir o estado limite último (estado crítico).
- iii) Infelizmente os dados disponíveis cobrem apenas amostras fofas ou próximas destas, enquanto se sabe que a maior dificuldade para o comportamento pós-pico diz respeito às amostras compactas.

V.3.4 - Estudo da Configuração de Ruptura e Formato do Corpo de Prova ao Final do Ensaio

V.3.4.1 - Forma de Ruptura

LADE (30) , citando também outros autores, distingue dois modos de ruptura: uma ruptura segundo uma superfície (faixa de pequena espessura) que ele chamou de "Line Failure" e outro modo, envolvendo todo o corpo de prova ou a massa inteira do solo (caso de um maço), que ele denominou de "Zone Failure". A 1ª forma de ruptura corresponderia ao desenvolvimento de uma ruptura local, observada em condições de não-uniformidade de deformações. O 2º modo de -

envolver-se-ã sob condições uniformes de deformação; já não haveria um plano preferencial, mas se poderiam observar múltiplos planos de movimentação atravessando o corpo de prova.

LADE (30) associa a ruptura segundo um plano ("Line Failure") - principalmente no caso de amostras compactas e medianamente compactas - ao tamanho do corpo de prova, isto é, à relação altura/diâmetro. Assim amostras com relação $H/D=2:1$ necessariamente apresentariam ruptura daquele tipo, independentemente das condições de extremidade. ROWE e BARDEN (62), neste particular, são menos conclusivos e comentam que na formação da superfície de ruptura vários fatores acham-se envolvidos, incluindo: tamanho, forma e granulometria das partículas; relação H/D , geometria e densidade relativa; sistema de tensões (incluindo o efeito do atrito nas extremidades e condições de drenagem); e velocidade de ensaio*.

Neste trabalho procurou-se levantar as características da forma de ruptura, e os resultados típicos obtidos, dentro da terminologia de LADE (30), podem ser vistos no Quadro V.9.

* Outros autores como RAJU et al. (57) têm ainda outras concepções.

COMPACIDADE	H/D		TIPO DE RUPTURA	TENSÕES CONFINANTES PESQUISADAS (kN/m ²)
	EXTREMIDADE CONVENCIONAIS	EXTREMIDADE LUBRIFICADAS		
Fofa	1,2:1	-	"zone"	25,49,98,196 392,588,785
Fofa	2:1	-	"line" e "zone"	25,49,98,196 392,588,785
Medianamente compacta	-	2:1	"line"	98
Compacta	1,2:1	-	"zone"	98
Compacta	-	2:1	"line"	98

Quadro V.9 - Modos de ruptura de acordo com LADE (30)

Analisando os resultados acima, pode-se observar que:

- i) As formas de ruptura das amostras fofas de relação $H/D = 2:1$ e com extremidades lubrificadas não permitem uma classificação precisa em um ou outro modo de ruptura;
- ii) Os demais resultados parecem dar razão às previsões de LADE (30).

V.3.4.2 - Análise das Configurações de Final de Ensaio

Apresentam-se na Fig. V.5 as formas típicas assumidas pelos corpos de prova ao final do ensaio e as respectivas frequências de ocorrência*. Constata-se que as configurações observadas neste trabalho são as mesmas relatadas na literatura (Cfr. ROWE e BARDEM, (62) e BISHOP GREEN (9)).

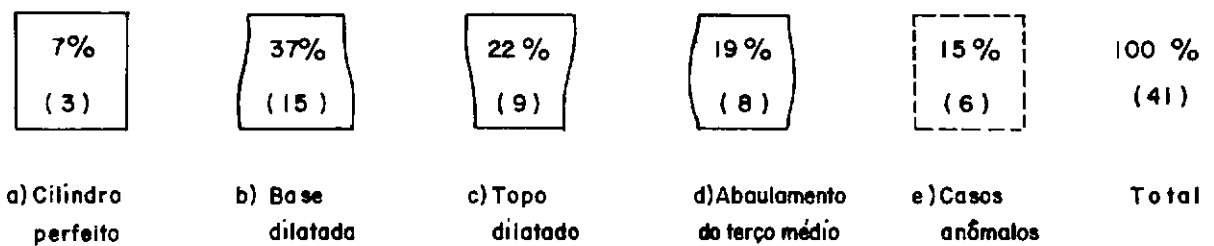


Fig.V.5 - Frequência de ocorrência de configurações típicas dos corpos de prova ao final do ensaio.

As possíveis causas e fatores intervenientes para a ocorrência de qualquer uma das configurações mostradas na Fig. V.5, foram citadas anteriormente nesse estudo (cfr. 4.3.2); presentemente, três desses aspectos são objeto de estudo: a relação altura/diâmetro (H/D), mostrada no Quadro V.10 a seguir; o nº de membranas lubrificadas, visto no Quadro V.11; e por último, a quantidade de graxa e sua distribuição, ilustrada nas Figs. V.6a e V.6b.

* Aham-se incluídas nessa estatística os resultados observados em amostras compactas de relação $H/D=1,2:1$, até então não utilizados em outros estudos.

H/D	CONFIGURAÇÕES TÍPICAS					TOTAL (41)
	Cilindro Perfeito	Base Di- latada	Topo Dila- tado	Abaulamen- do terço médio	Casos A- nômalos	
2:1	5% (1)	30% (6)	0	35% (7)	30% (6)	50% (20)
1,2:1	10% (2)	43% (9)	43% (9)	5% (1)	0	50% (21)

Quadro 10 - Efeito do tamanho de amostras sobre as configurações típicas

Quanto à relação H/D, é nítida a maior distribuição de freqüência das formas "base dilatada" e "topo dilatado" para os corpos de prova de relação H/D=1,2:1, e muito pequena a ocorrência de "cilindro perfeito", o que de certa forma frustrou um pouco as expectativas. O abaulamento do terço médio ficou por conta de amostras fofas com relação H/D=2:1.

Com relação ao nº de membranas, observa-se uma distribuição similar à do Quadro anterior para o caso de 2 membranas superiores e 2 membranas inferiores, com predominância da configuração "base dilatada". Os três casos de cilindro perfeito também ocorreram nessas condições.

Nº DE MEMBRANAS	CONFIGURAÇÕES TÍPICAS					TOTAL (42)
	CILINDRO PERFEITO	BASE DILATADA	TOPO DILATADO	ABAULAMEN- TO DO TER- ÇO MÉDIO	CASOS ANOMALOS	
-	-	-	-	100% (2)	-	5% (2)
1 sup. 1 sup.	- -	- -	- -	100% (4)	- -	10% (4)
2 sup. 1 sup.	- -	- -	- -	- -	100% (1)	3% (1)
1 sup. 2 sup.	- -	100% (1)	- -	- -	- -	3% (1)
2 sup. 2 inf.	9% (3)	41% (13)	28% (9)	6% (2)	16% (5)	76% (32)
2 sup. 2 inf.	- -	100% (1)	- -	- -	- -	3% (1)

Quadro V.11 Efeito do nº de membranas nas extremidades sobre as configurações típicas.

Nas Figs. V.6a e V.6b tentou-se uma relação ideal entre as quantidades de graxa colocadas no topo e na base. A relação mais provável, num e noutro caso, aparece nas próprias figuras.

Fazendo um balanço dos resultados observados através desses diversos prismas, é difícil concluir com segurança que se possa chegar a uma regra geral que explique ou preveja os diferentes comportamentos.

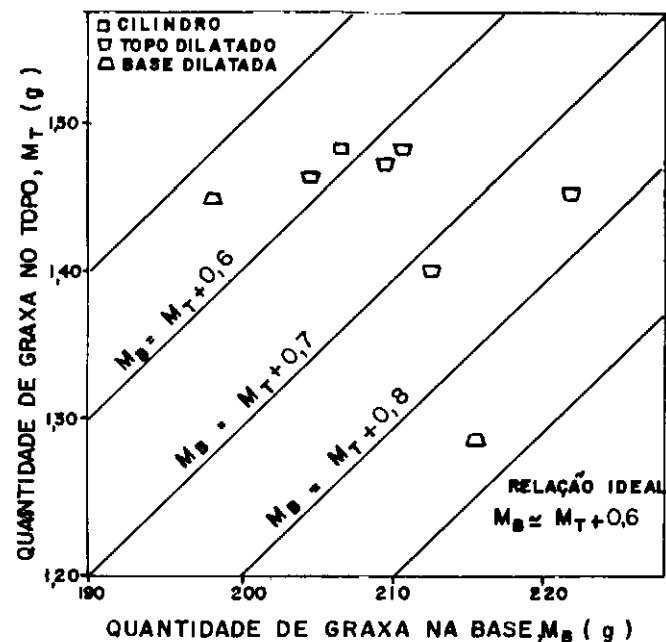
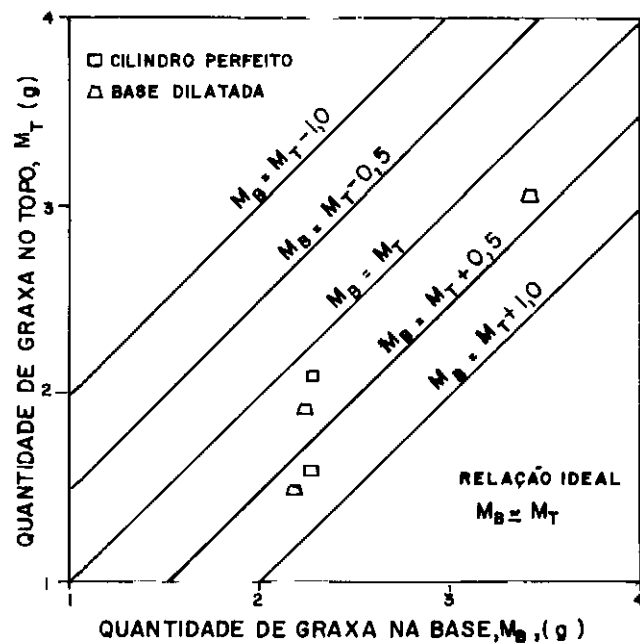


Fig.V.6 - Estudo da quantidade ideal de graxa para lubrificação das extremidades do corpo de prova. Amostras Compactas (a) e Amostras Fofas (b).

CAPÍTULO V

APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS

2ª Parte

V.4 - RESULTADOS DO USO DA METODOLOGIA DESENVOLVIDA APLICADA A ENSAIOS TRIAXIAIS DRENADOS

V.4.1 - Programa de Ensaios

O Quadro V.12 mostra a campanha de ensaios realizados*. São ensaios de compressão triaxial drenados em corpos de prova cilíndricos de diâmetros de 5 e 10 cm, com relação altura/diâmetro, respectivamente, 2:1 e 1,2:1. Na grande maioria dos casos, utilizou-se a técnica de extremidades lubrificadas ("free ends"); somente em alguns ensaios, as extremidades convencionais foram empregadas.

A simples observação do Quadro V.12 evidencia que a realização dos ensaios seguiu as conveniências do estudo da metodologia. Assim é que se tem, por um lado muitos ensaios repetidos, e por outro, uma concentração de ensaios em amostras fofas. De qualquer forma, algumas características de tensão - deformação - resistência da areia em estudo (Cap. IV.2.1) puderam ser obtidas, como será visto.

* O nº total de ensaios realizados chega perto de 60, dos quais 45 foram aproveitados, sendo estes os que aparecem no Quadro V.12 e acham-se resumidos no Apêndice II.

. ABERTURA DO FUNIL (mm) . ÍNDICE DE VAZIOS MÉDIO . DENSIDADE RELATIVA (%)	TENSÕES CONFINANTES (kN/m ²)									
	25	39	49	98		179	196	392	588	785
D _f = 8 \bar{e} = 0,56 D _r = 100	-	-	-	Q15L Q16L Q17L Q18L	Q19L Q20L Q21L Q22L	Q23L Q24L D22C	-	-	-	-
D _f = 10 \bar{e} = 0,56 D _r = 99	-	-	-	D6L D7L D8L D9L	D10L	-	-	-	-	-
D _f = 14 \bar{e} = 0,57 D _r = 96	-	-	-	-		-	D11L	-	-	-
D _f = 32 \bar{e} = 0,65 D _r = 64	-	-	-	D1C D2L D3L D4L	D5L	-	-	-	-	-
D _f = 45 \bar{e} = 0,72 D _r = 38	-	D19L D20L D21L	-	D21L		-	D13L D14L D15L D16L	D17L D18L	-	-
D _f = 55 \bar{e} = 0,76 D _r = 25	Q1L Q8L	-	Q2L	Q3L Q9L		Q10L	Q4L Q11L	D5L Q12L Q13L	Q6L Q14L	Q7L

Quadro V.12 - Ensaios realizados.

V.4.2 - Interpretação dos Resultados Segundo a Mecânica dos Solos Tradicional

V.4.2.1 - Características de Comportamento de Amostras Fofas e Compactas

A Fig. V.7 ilustra o efeito da porosidade inicial nas características de tensão-deformação e variação volumétrica de uma mesma areia preparada segundo 3 diferentes densidades (fofa, medianamente compacta e compacta), e submetida à mesma tensão confinante ($\sigma_c = 98 \text{ kN/m}^2$).

Pode-se observar que:

- i) a deformação axial de ruptura (ϵ_{ar}) é maior na areia fofa (13,8%) comparada com a amostra compacta (5,5%) e medianamente compacta (6,4%). A explicação para esse comportamento advém do fato de as amostras compactas, em razão de sua maior rigidez de estrutura, mobilizarem, com menores deformações, a resistência de ruptura.
- ii) o módulo de deformação inicial da amostra fofa é menor que o da amostra compacta em virtude da maior compressibilidade da amostra fofa.
- iii) o ensaio da amostra compacta necessitou ser interrompido com uma deformação axial pós-ruptura menor que o da amostra fofa. A necessidade de interrupção do ensaio prendeu-

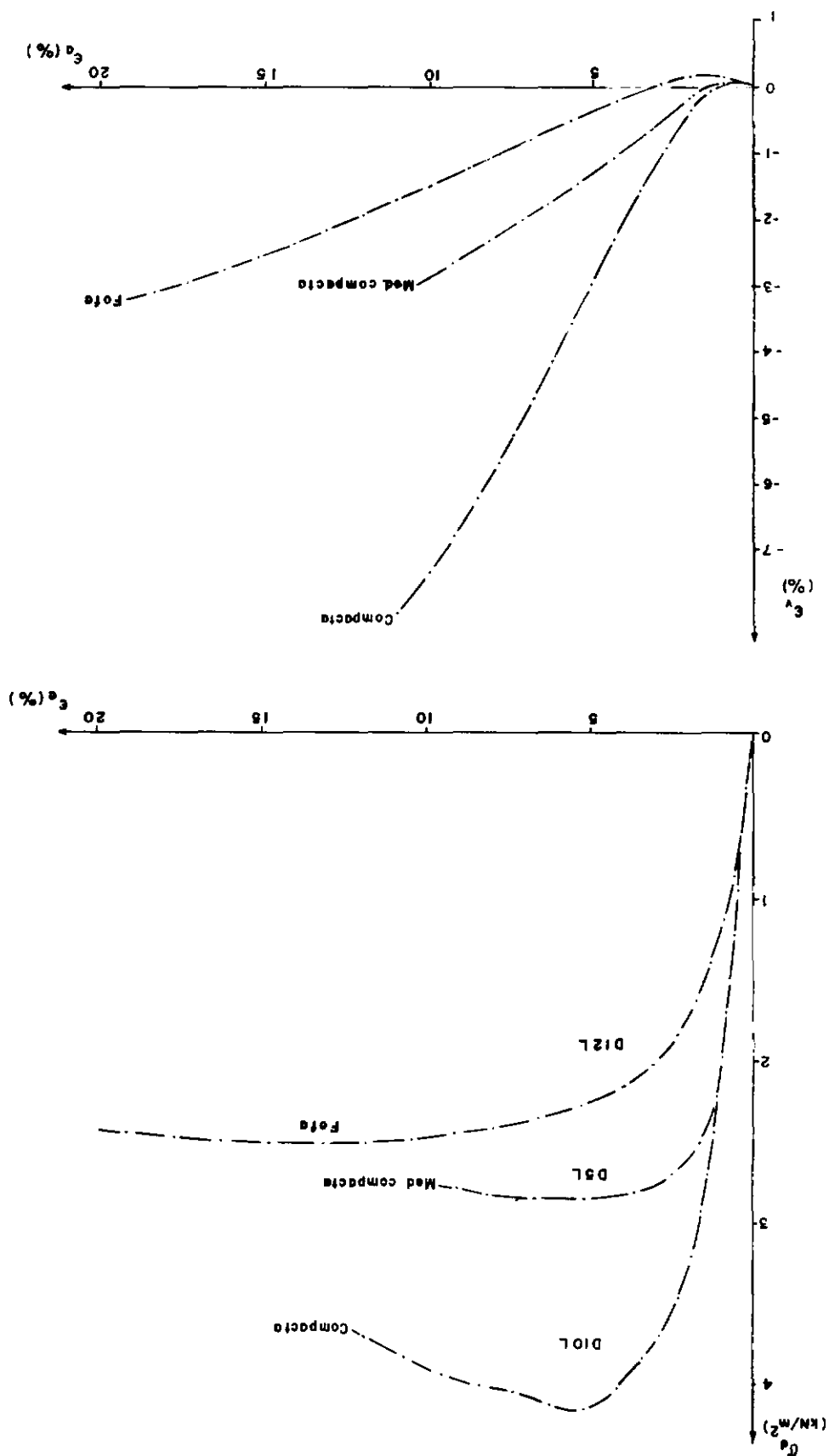


Fig.V.7 - Influência da compactação nas curvas tensão - deformação.

se ao fato da perda, pelo corpo de prova, de sua configuração cilíndrica, claro indicativo da presença de desuniformidades de deformações e de tensões no seu interior. As amostras compactas são mais susceptíveis a esse efeito . (cfr. III.3.3); tal efeito pode ser inibido apenas com o uso de lubrificação eficiente nas extremidades (cfr. III.3.6) ou com o emprego de tensões confinantes elevadas (cfr. II.1.3.2). No presente trabalho, em que pese o uso de extremidades lubrificadas, estas foram de real eficiência mais nos corpos de prova com relação altura/diâmetro, 1,2:1, do que nos corpos de prova de relação altura/diâmetro, 2:1 (cfr. V.3.1.3), dos quais o corpo de prova de areia compacta da Fig. é um exemplar ; isto explicaria a sua performance apenas razoável após a ruptura.

- iv) O comportamento da amostra fofa, em termos de variação volumétrica, é claramente distinto daquele que se espera (cfr. II.1.2.1), caracterizando-se pela expansibilidade , despertada tão logo a tensão desviadora atinja certo valor, e continua durante todo o ensaio; na ruptura a amostra está dilatando. Duas explicações podem ser apresentadas para o fato: 1º a amostra "fofa" não é tão "fofa" - o que é bem possível, pois os 30% de densidade relativa podem fazer diferença; 2º a mineralogia da areia ensaiada - areia muito quartzosa - pode ser outro fator, além da baixa tensão confinante do ensaio. Os trabalhos de LEE e SEED (37) e DATTA et al. (19) parecem justificar essa última opinião pelos resultados bastantes semelhantes ob-

tidos com areia (muito quartzosa) de Ottawa.

- v) O maior valor da resistência ao cisalhamento na ruptura, a apresentado pela amostra compacta, deve-se, claramente, a maior contribuição da parcela de dilatação na resistência dessa amostra, comparada com a da amostra fofa. A Fig. V.8 a seguir, separa as contribuições para a resistência ao cisalhamento das amostras ensaiadas; duas parcelas são calculadas independentemente (dilatação e atrito, ROWE, 60), deduzindo-se a terceira (rearranjo dos grãos). Como se vê os resultados são muito semelhantes aos obtidos por ROWE (60).

V.4.2.2 - Influência da Tensão Confinante

O estudo da influência da tensão confinante foi realizado em duas etapas. Inicialmente estudou-se a compressibilidade da areia submetida a um carregamento hidrostático ("isotrópico"), ou seja foi examinada a relação $\sigma_c \times \epsilon_v$. Numa segunda etapa foi então estudada a influência da tensão confinante no comportamento da areia durante o cisalhamento.

A Fig. V.9 apresenta os resultados do ensaio hidrostático relativo ao 1º estudo. Nota-se que a compressibilidade volumétrica ($\Delta \epsilon_v / \Delta \sigma'$) diminui como aumento da tensão confinante, tendo uma variação muito sensível nas baixas tensões até 1600 kN/m². Os resultados mostram-se bastante semelhantes àqueles vistos na revisão bibliográfica (cfr. II.1.3.1) para a faixa de tensões em apreço. Infelizmente não se dispõe de dados sobre a

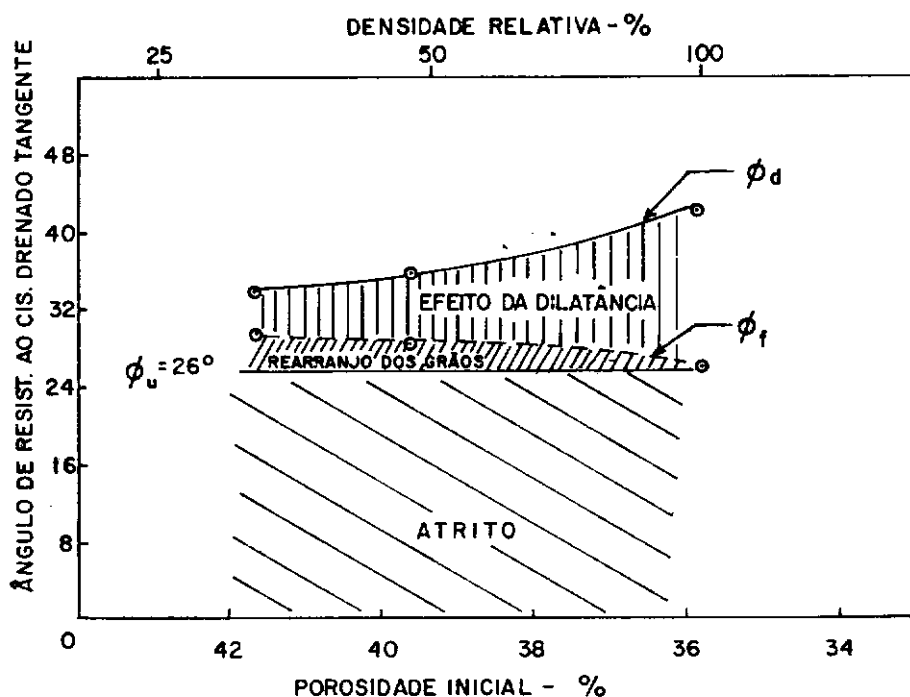


Fig.V.8 - Parcelas de resistência ao cisalhamento da areia de São Francisco segundo a concepção de ROWE (60).

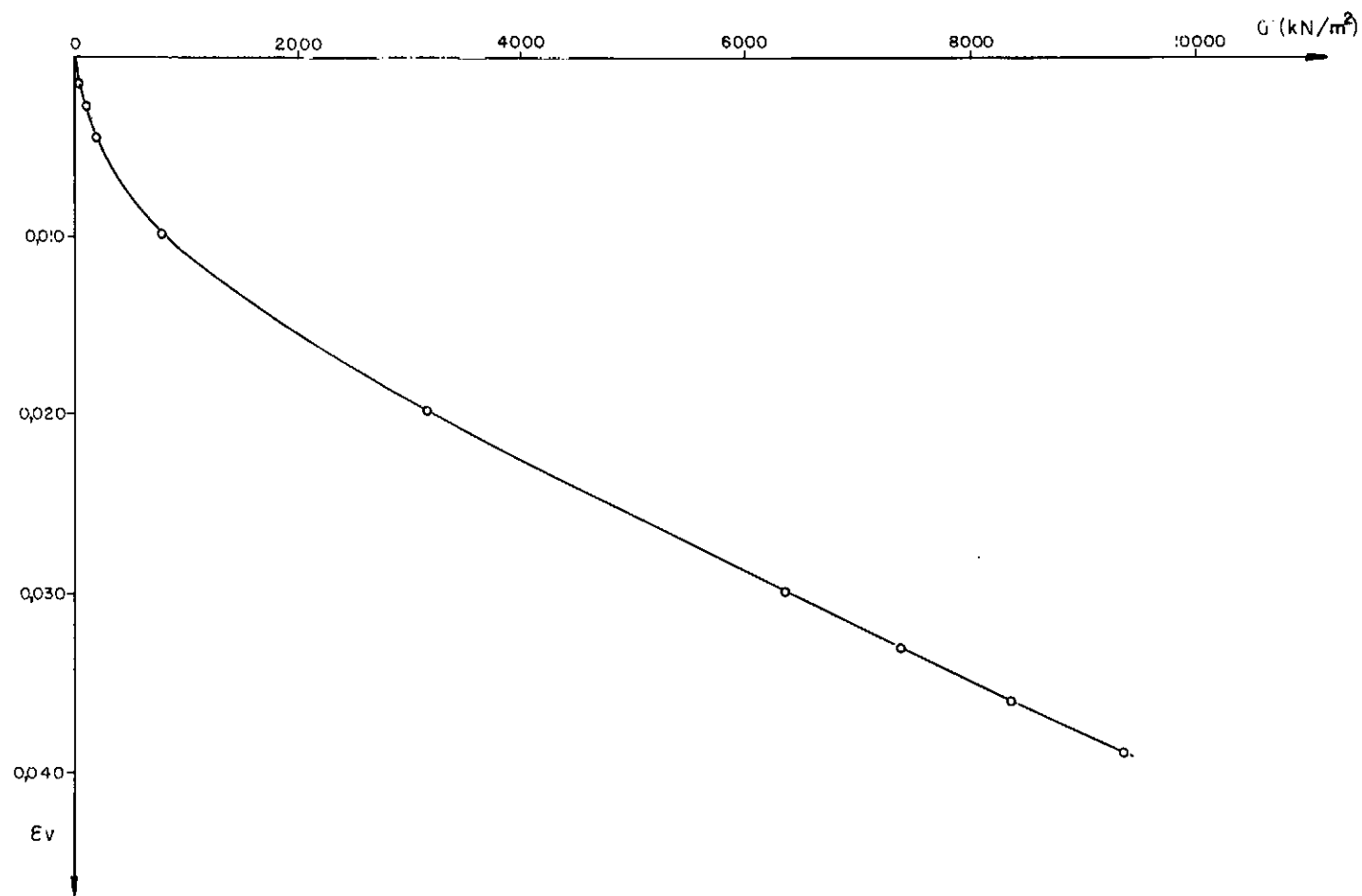


Fig.V.9 - Curva de compressão no adensamento hidrostático.

granulometria do material após ensaio; acredita-se que houve quebra de grãos, dado os estalidos que se fizeram ouvir, durante, e nos primeiros instantes da elevação da tensão.

Na 2^a etapa estudou-se a influência da tensão confinante sobre o comportamento tensão-deformação. As Figs. V.10 e V.11 apresentam os resultados das duas séries de ensaios realizadas. As curvas tensão-deformação aparecem plotadas, em termos da relação de tensões efetivas σ'_1/σ'_3 , útil para normalizar os resultados de modo a facilitar as comparações.

Todas as amostras ensaiadas foram preparadas a partir da mesma areia, com igual índice de vazios inicial. As amostras são presumivelmente* fofas com densidades relativas variando de 25 a 35%.

Analizando as Figs. V.10 e V.11, os seguintes aspectos podem ser observados:

- i) Ocorre um nítido aumento da deformação axial de ruptura com aumento da tensão confinante. O Quadro V.13 completa a informação das figuras
- ii) O aumento na tensão confinante reduz as características de material frágil da curva tensão-deformação (queda brusca da resistência após a ruptura).

* Dada a boa repetibilidade do ensaio, omitiu-se algumas vezes a pesagem do material após o ensaio.

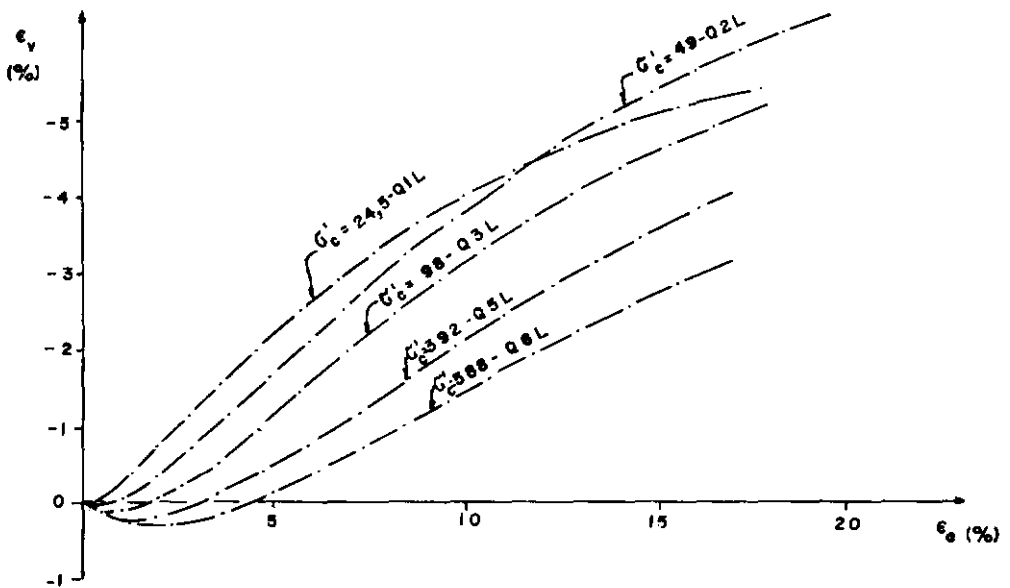
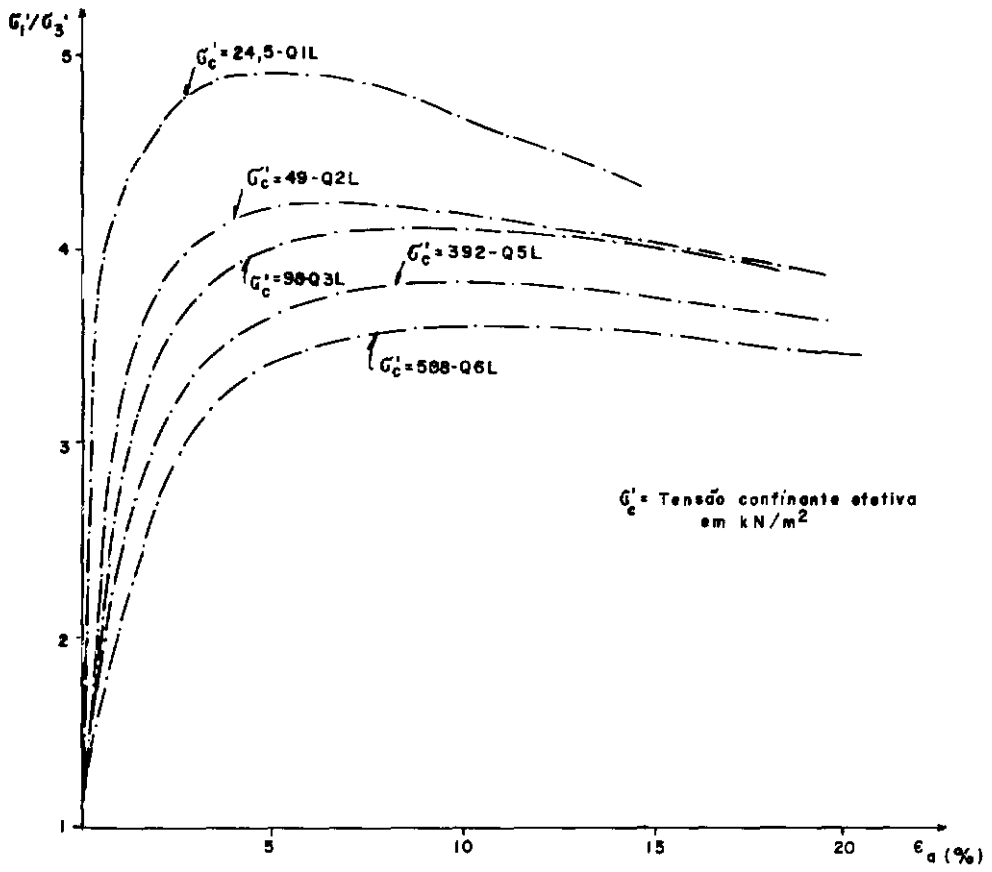


Fig.V.10 - Influência da tensão confinante nas curvas tensão-deformação (Série A).

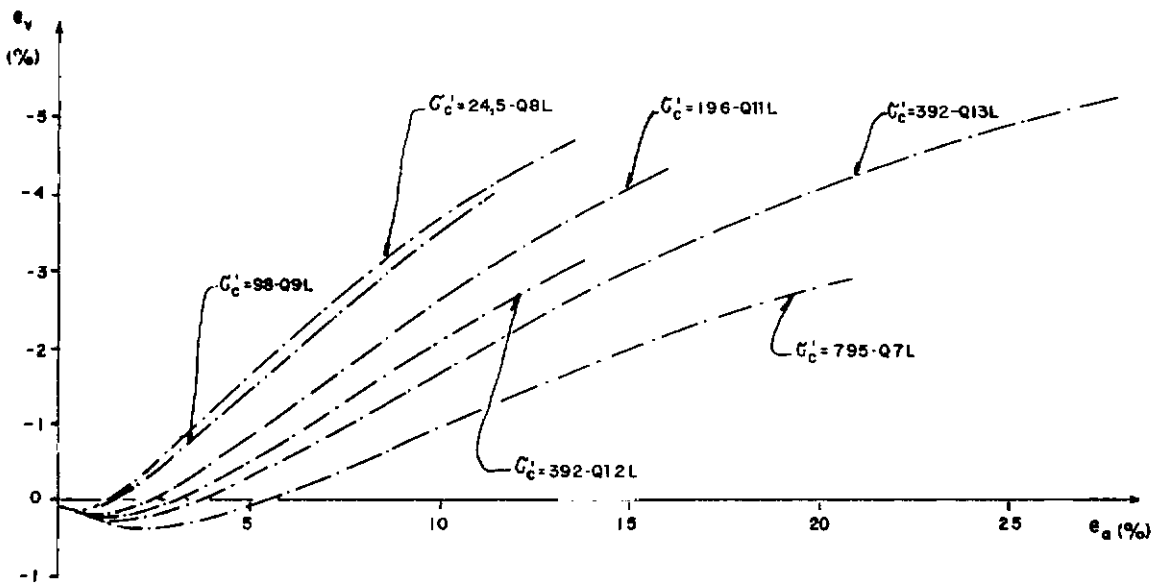
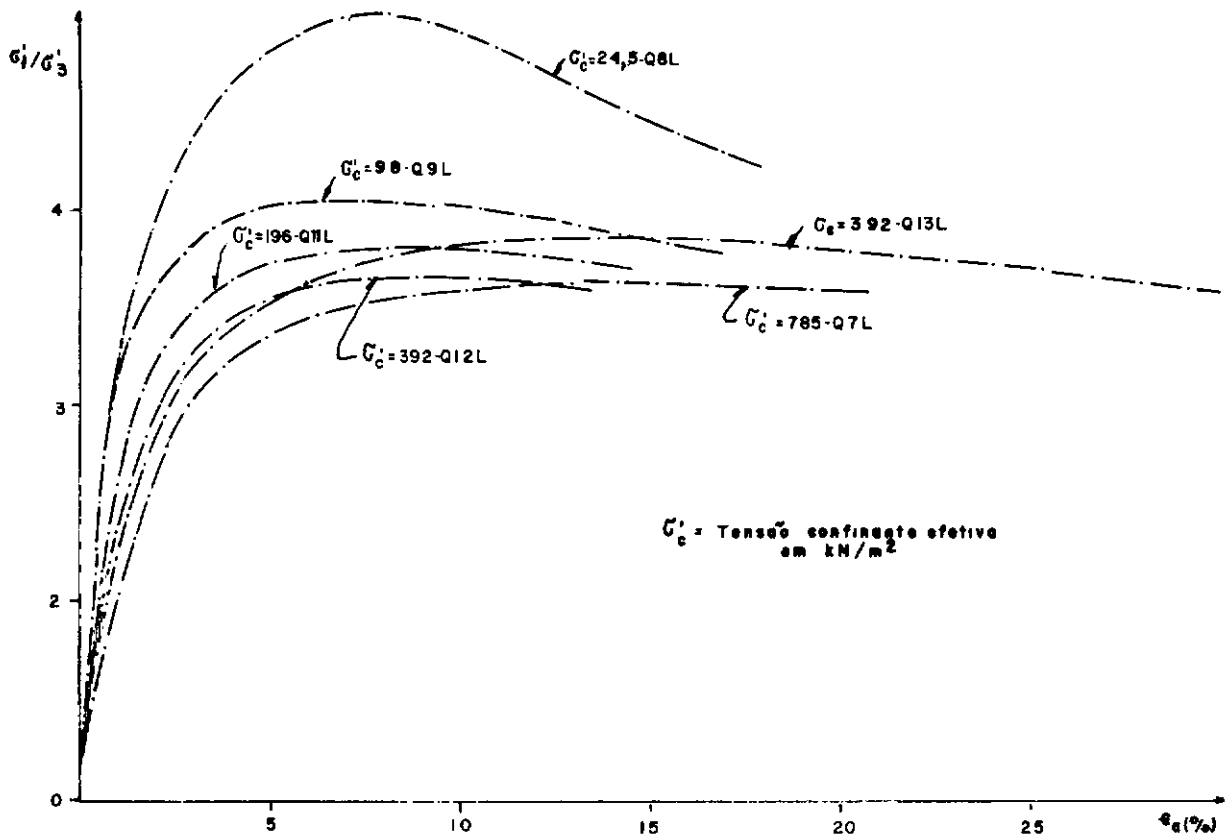


Fig.V.11 - Influência da tensão confinante nas curvas tensão-deformação (Série B).

	TENSÃO CONFINANTE (kN/m ²)							OBSERVAÇÕES
	25	49	98	196	392	588	785	
Deformação Específica Axial (%)	4,7	6,0	7,7	8,6	10,3	11,1	-	SÉRIE A*
	7,7	6,8	8,6	9,4	12,9	12,9	13,7	SÉRIE B*

Quadro V.13 - Influência de tensão confinante no valor da deformação axial de ruptura.

- iii) O aumento da tensão confinante diminui a relação das tensões σ'_1/σ'_3 . O principal fator responsável por essa diminuição de resistência é a diminuição da dilatância com o aumento da tensão confinante, permanecendo praticamente inalteradas as contribuições de atrito e de rearranjo dos grãos. As Figs. V.12a e V.12b mostram, separadamente, as contribuições das parcelas de resistência, ficando claro que o que se comentou acima.
- iv) A menor dilatância, que o aumento da tensão confinante produz, faz que a curva $\epsilon_v \times \epsilon_a$ se torne mais abatida na ruptura; isto se deve ao fato de que a dilatância é proporcional à taxa $\delta\epsilon_v/\delta\epsilon_a$ (Cfr. II.2.2).
- v) As duas séries de ensaios apresentam resultados praticamente idênticos, o que reflete a pequena dispersão dos resultados.

* Por série A entende-se aqui os ensaios de Q1L a Q6L e por série B, os ensaios de Q7L a Q8L, resumidos no Apêndice II.

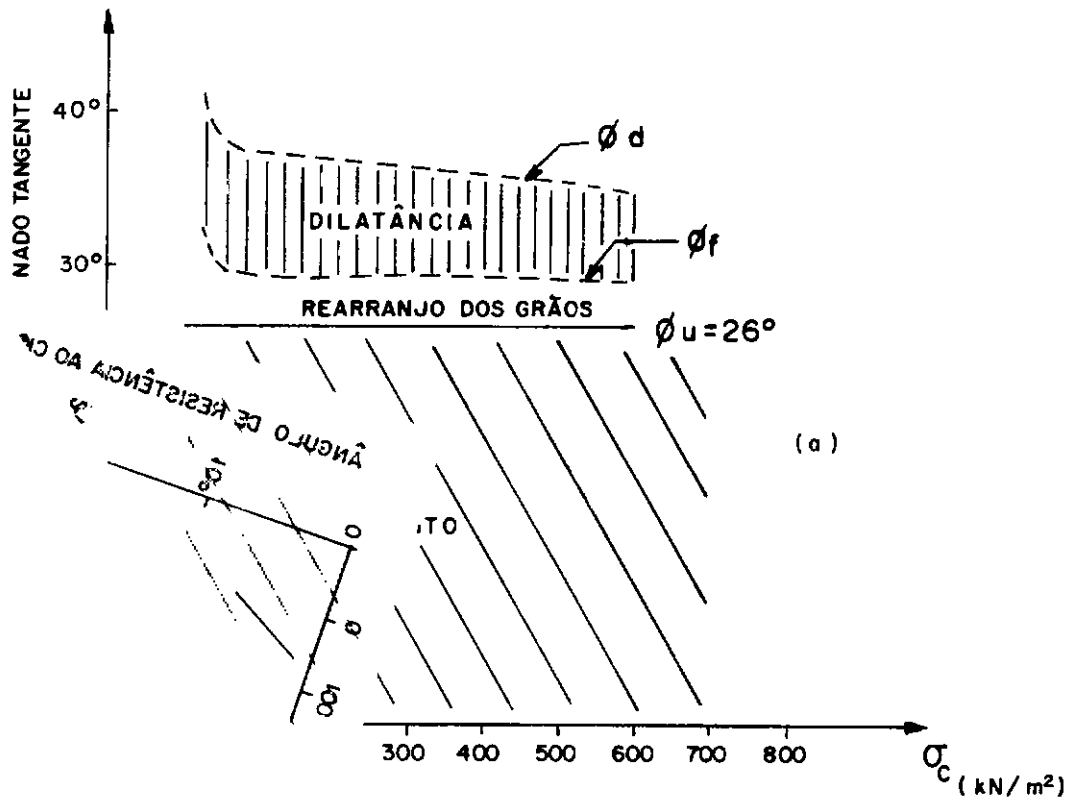
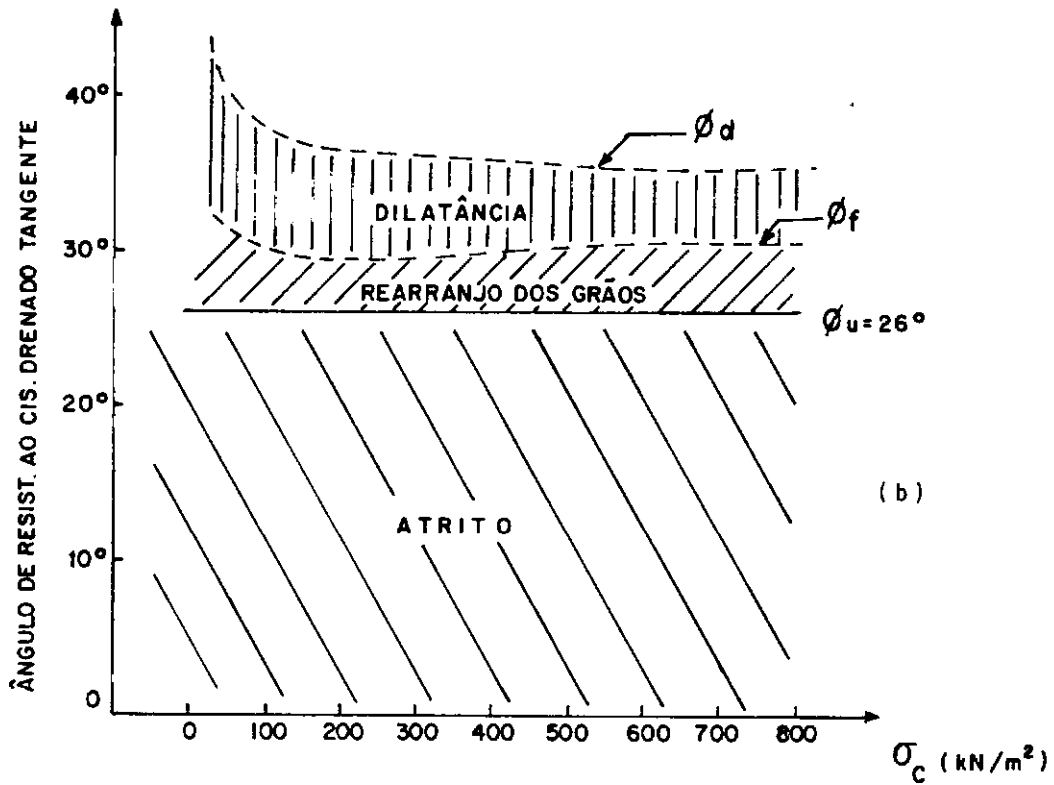


Fig.V.12 - Parcelas de resistência ao cisalhamento da areia de São Francisco, segundo a concepção de ROWE (60). (a) Série A ; (b) Série B.

- v) A variação das características de comportamento entre as amostras submetidas a menor tensão confinante e as amostras submetidas a altas tensões confinantes, tem muita similitude com a que se observa entre as amostras compacta e fofas do estudo anterior, sobre efeito da porosidade inicial. Neste particular vale lembrar a observação de LADE (30), recolhida na revisão bibliográfica, de que o que existe não são amostras fofas ou compactas, mas comportamentos fofos ou compactos.

V.4.2.3 - Envoltórias de MOHR

As Figs. 13 e 14 mostram as envoltórias de Mohr na situação de ruptura para as duas séries de ensaios realizados com a mesma areia. As envoltórias são praticamente coincidentes na faixa de tensões normais no plano de ruptura (σ'_{ff}) de até 650 kN/m^2 ; em tensões mais elevadas, observa-se uma ligeira discrepância entre as duas envoltórias.

As envoltórias são basicamente curvas, podendo ser ajustadas por segmentos de retas tangentes. Em ambos os gráficos a envoltória inicia-se com uma inclinação aproximada de $42^\circ,0$; imediatamente depois, em maiores tensões confinantes, a envoltória é retilínea até $\sigma'_{ff}=650 \text{ kN/m}^2$ (correspondente a $\sigma'_c=392 \text{ kN/m}^2$) com ângulo de inclinação, aproximadamente igual para as duas curvas, de $35^\circ,5$; em tensões normais superiores a 650 kN/m^2 , a envoltória é também retilínea com inclinação ligeiramente menor, sendo diferente para as duas curvas (séries A e B) e havendo entre os dois trechos retilíneos uma curta curva de transição. O

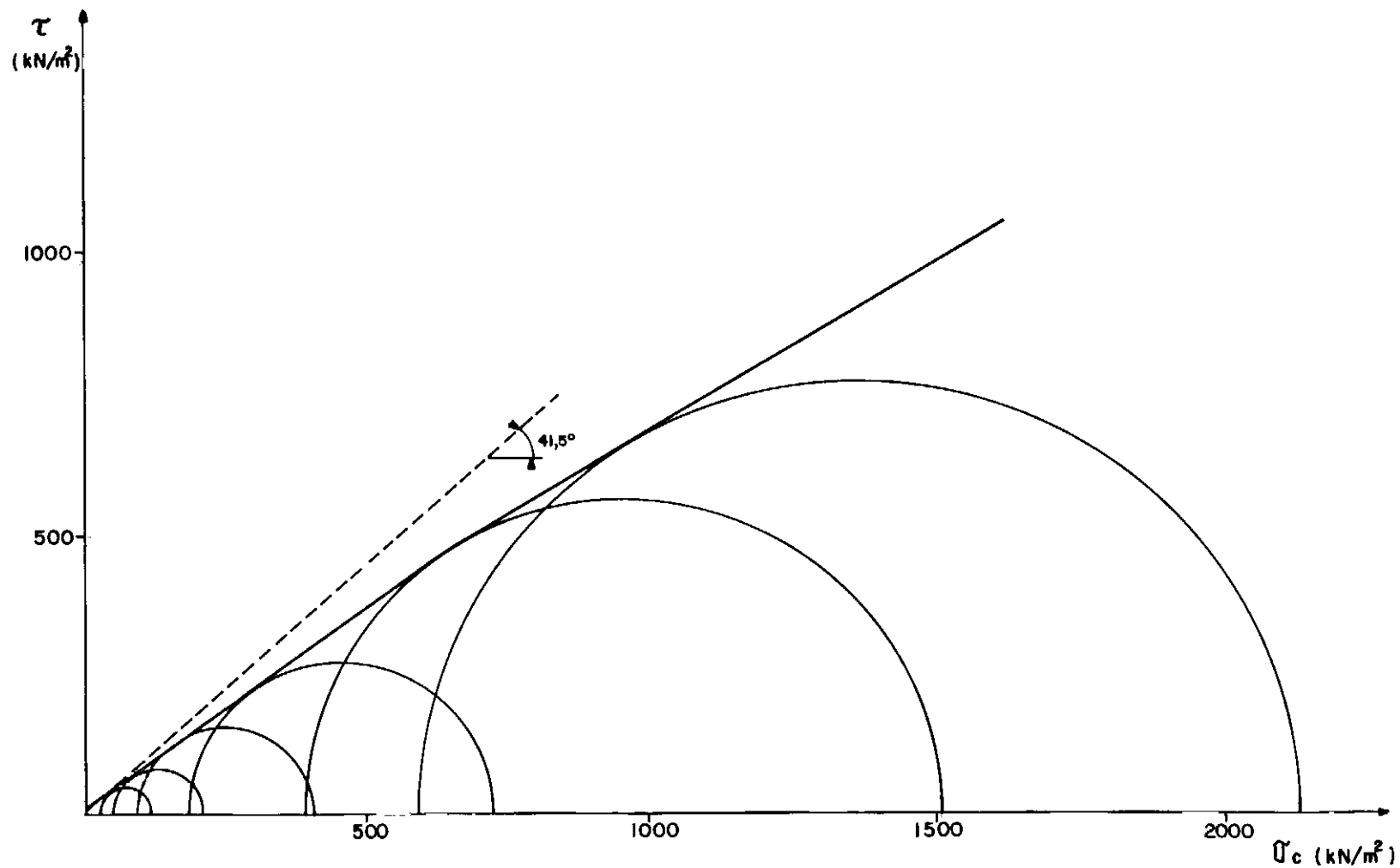


Fig.V.13 - Envoltória de Mohr para faixa de tensões ensaiadas (Série A).

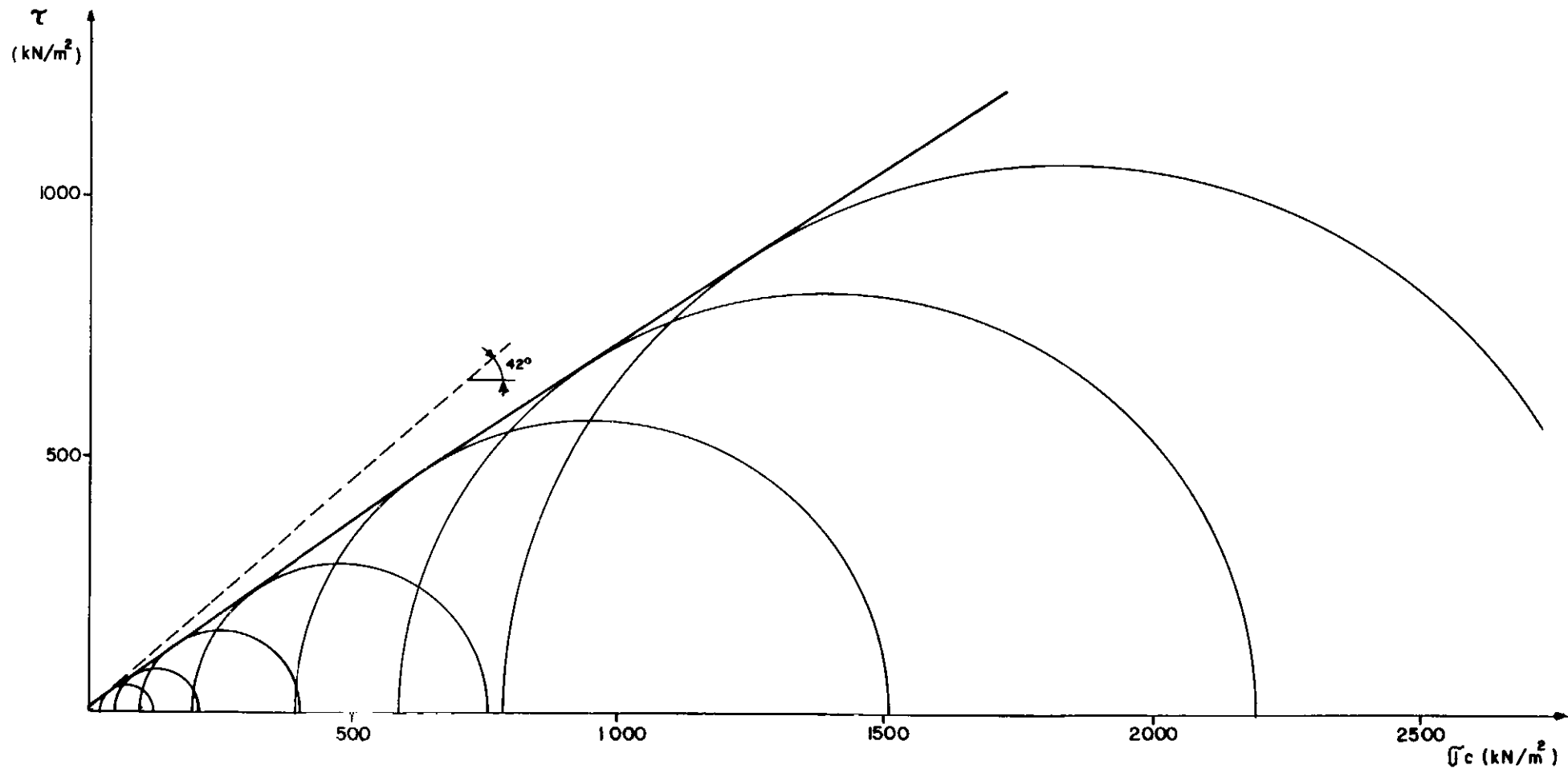


Fig.V.14 - Envoltória de Mohr para a faixa de tensões ensaiadas (Série B).

Quadro V.14 abaixo reúne os dados sobre o ângulo de resistência ao cisalhamento drenado (inclinação da envoltória de Mohr) e sobre o intercepto de "coesão", C , para as duas séries de ensaios.

TENSÃO NORMAL NO PLANO DE RUPTURA (σ_{ff}) (kN/m^2)						
$\sigma_{ff} > 40$ (inicial)		$50 < \sigma_{ff} < 650$		$\sigma_{ff} > 650$		OBSERVAÇÕES
ϕ' ($^\circ$)	C' (kN/m^2)	ϕ' ($^\circ$)	C' (kN/m^2)	ϕ' ($^\circ$)	C' (kN/m^2)	
41,5	0	35,5	15	32,0	75	SÉRIE A
42,0	0	35,5	10	34,0	35	SÉRIE B

Quadro V.14-Parâmetros de resistência a diferentes tensões normais no plano de ruptura (σ_{ff}).

A curvatura da envoltória, que ocorre essencialmente na passagem entre os segmentos tangentes antes e depois de 650 kN/m^2 , é devido mais à diminuição da dilatância (visto na seção anterior) com o aumento da tensão confinante, do que propriamente contribuição de quebra dos grãos. Acredita-se que por ser areia fina e com praticamente todos os grãos de quartzo, o fenômeno da quebra de grãos não ocorra, ou é pouco significativo na faixa de tensões confinantes empregadas.

Infelizmente dispõem-se de poucos dados para se traçar uma envoltória correspondente a grandes deformações.

V.4.2.4 - Tensão Confinante Crítica

A pesquisa da tensão confinante crítica, tal como de-
finida por SEED e LEE (37) e correspondente ao índice de va-
zios "Lower" de CASAGRANDE (15), foi realizada neste trabalho
a posteriori sem, no entanto, deparar-se com o seu valor, devi-
do a insuficiência de dados. Essa limitação decorreu, em grande
medida, porque a situação correspondente a tensão confinante
crítica seria, nessa areia quartzosa, pelo que indicam os dados,
Figs.V.15a e V. 15b, muito elevada mesmo para amostras fofas. Um
resultado semelhante, encontrado na literatura, é aquele da a-
reia de Ottawa relatado por LEE e SEED (37).

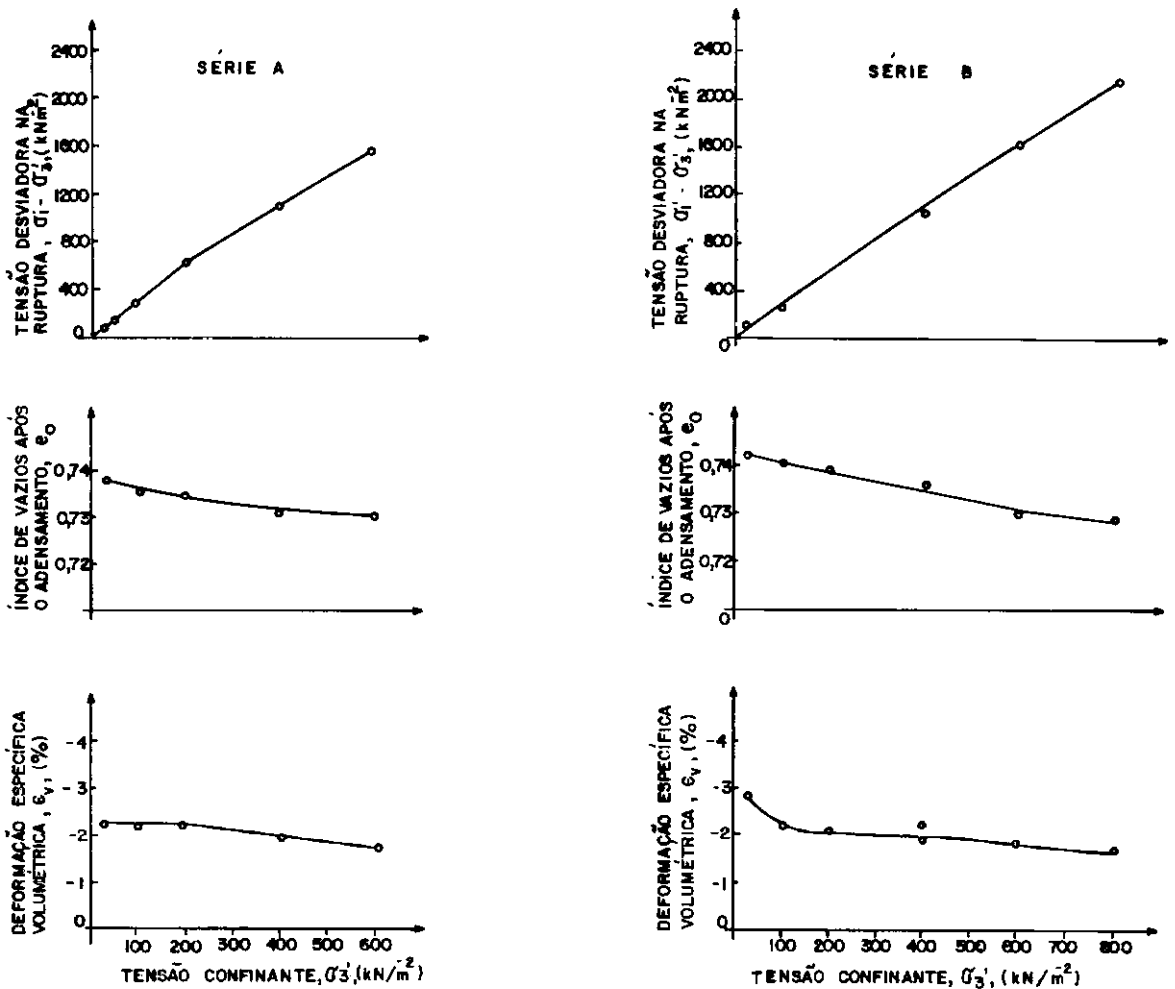


Fig.V.15 - Pesquisa da tensão confinante crítica, segundo a con-
cepção de LEE e SEED (37).

V.4.3 - Aplicação do Modelo Simplificado do Estado Crítico aos Resultados dos Ensaaios Realizados

V.4.3.1 - Pesquisa dos Parâmetros do Modelo do Estado Crítico

A utilização do modelo do Estado Crítico depende da de terminação de alguns parâmetros característicos do solo. Esses parâmetros são essencialmente cinco, a saber: N , κ , λ , Γ e M . Revendo, rapidamente, o significado geométrico desses termos, e o espaço onde são definidos, tem-se:

- N posiciona a linha de adensamento isotrópico de um solo nor malmente adensado (NCL); é o volume específico de um solo normalmente adensado isotropicamente correspondente à $p' = 1 \text{ kN/m}^2$
- Γ posiciona a linha do Estado Crítico de um solo (CSL); é a ordenada de um ponto no espaço $v: \ln p'$, sobre a CSL e em $p' = 1 \text{ kN/m}^2$
- $-\lambda$ define a declividade da NCL e da CSL, tomadas como retas pa ralelas, no plano $v: \ln p'$
- $-\kappa$ define a declividade da linha de recompressão isotrópica de um solo sobreadensado, tomada como uma reta, no plano $v: \ln p'$
- M declividade da CSL, tomada como uma reta, no plano $q': p'$.

Ainda se poderia mencionar como constante característica do so lo, a declividade do traço da superfície de Hvorslev, tomado co mo uma reta, no espaço normalizado $q/p'_e: p'/p'_e$ e denotada por h .

Os parâmetros N e κ são obtidos diretamente do ensaio de adensamento isotrópico; os resultados desse ensaio permitem que se tire também o valor do parâmetro λ . A determinação da linha de adensamento isotrópico de um solo normalmente adensado (NCL) - e com ela a determinação dos parâmetros N , κ e λ - é difícil de ser difícil de ser realizada em solos granulares, devido às altas tensões efetivas necessárias para se alcançar esse objetivo.

Os parâmetros Γ , λ e M podem ser obtidos através de ensaios triaxiais de compressão e extensão, drenados e não-drenados. Para isso, no entanto, é preciso que o solo atinja o Estado Crítico no ensaio. Esta condição no caso de materiais granulares, é mais fácil de ser alcançada em amostras fofas. Uma estimativa para o valor de M , pode ser feita, lançando mão do Modelo de TAYLOR (74) de dilatância. Neste Modelo (ver Fig. V.16) é esperado para amostras compactas, que a relação $q'/p'=M$ ocorra a deformação correspondentes ao ponto de máxima compressão (ponto A) e a partir de ponto, onde a amostra se deforma a volume constante (ponto B).

O parâmetro h , por sua vez, pode ser determinado sem a necessidade de que a amostra atinja o Estado Crítico pois é um termo que se refere à ruptura, que, em amostras sobreadensadas, ocorre muito antes do estado crítico.

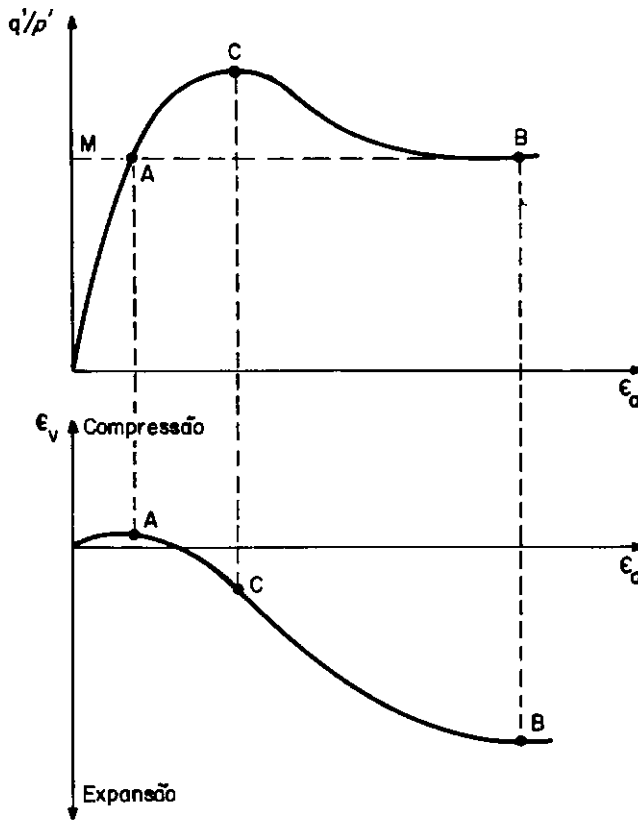


Fig.V.16 - Mobilização da resistência ao cisalhamento baseado na concepção de TAYLOR (74), adaptado por ATKINSON e BRANSBY (3).

Ver-se-ã a seguir os caminhos utilizados na determinação desses parâmetros, bem como o grande valor que tem o Modelo em dar uma compreensão unificada do comportamento do solo, em particular do solo granular, objeto desse estudo.

V.4.3.2 - Estudo da Curva de Adensamento Isotrópico (NCL)

Ao se estudar a curva NCL, é interessante lembrar que

o modelo do Estado Crítico não trata das características de compressibilidade e de resistência de um solo de modo isolado. A própria curva NCL faz parte da superfície de estado limite, e o solo ao caminhar sobre ela experimenta - de acordo com o modelo - deformações plásticas e elásticas.

A Fig. V.17 mostra os resultados de um ensaio de adensamento isotrópico, levado até altas tensões confinantes, realizado com areia quartzosa do saco de São Francisco, Niterói. Ensaiou-se uma amostra inicialmente fofa, com densidade relativa em torno de 30% e índice de vazios inicial, $e_i = 0,64$.

É bem nítida a semelhança dos resultados obtidos pelo autor com aqueles publicados na literatura (cfr. II.3.2). O comportamento inicial da amostra, sob baixas tensões confinantes, é o de um solo muito sobreadensado, exigindo posteriormente tensões bastante elevadas para se aproximar da possível reta NCL do solo. Com os 3 últimos pontos* do gráfico do adensamento isotrópico, visualmente alinhados, foi feito um estudo de regressão linear de modo a verificar se tais pontos poderiam pertencer à reta NCL. Obteve-se, então, um coeficiente de regressão bastante elevado (0,9996), levando a se adotar provisoriamente os valores de $\lambda = 0,0388$ e $N = 2,04$ como definidores de reta NCL. Infelizmente não se cuidou de registrar o descarregamento, o qual teria sido muito útil para a avaliação do parâmetro κ .

A hipótese de se ter alcançado a reta NCL, com os da-

* pontos com p' igual a 7257, 8238 e 9218 kN/m².

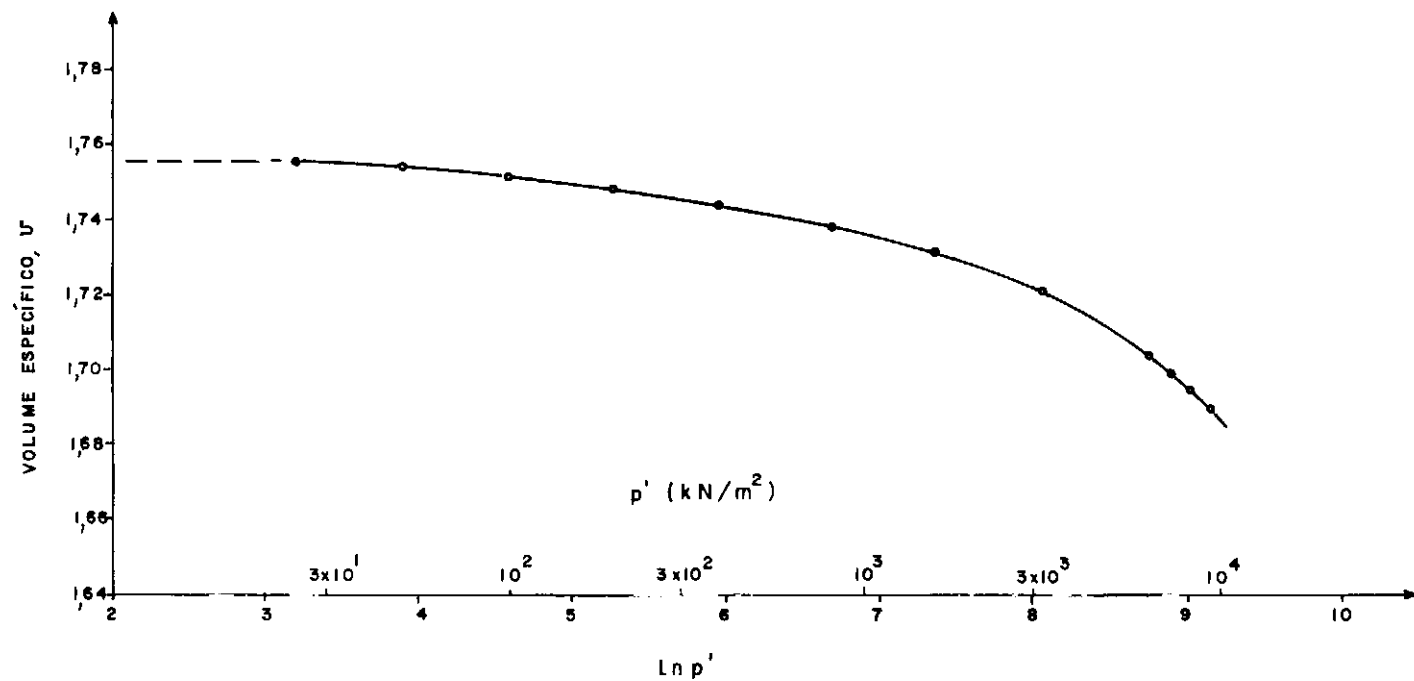


Fig.V.17 - Curva de compressão no adensamento hidrostático.

dos do ensaio realizado, não foi confirmada, como será visto no item 4.3.5, apesar da indicação estatística favorável naquele sentido.

V.4.3.3 - Estudo da relação $q':p':v^*$

A Fig.V.18 mostra os resultados obtidos, apresentados nos diagramas conjuntos $q:p'$ e $v:p'$. Vê-se, de maneira simples, como as características de resistência, tensões efetivas e teor de umidade acham-se ligadas de um modo racional. O caminho de tensões efetivas, no espaço $q:p'$, sobe com uma inclinação de $+ 1/3$, correspondendo ao caminho de tensões do ensaio de compressão triaxial drenado, com tensão confinante constante. No diagrama $v:p'$, por outro lado, vê-se como todas as amostras diminuem de volume específico inicialmente - persistindo nessa tendência quanto maior p'_o (inicial) - para depois experimentarem forte dilatação - principalmente nas baixas tensões confinantes - até atingirem a ruptura (q'_{max} , p'_{max}), onde o gradiente da curva é vertical; a partir da ruptura, as amostras continuam a se expandir, a taxas cada vez menores, ao mesmo tempo que têm suas resistências remanescentes diminuídas.

V.4.3.4 - Estudo da linha do Estado Crítico (CSL)

As amostras da areia, que se vem estudando neste trabalho, têm um comportamento, segundo os conceitos da Mec. dos solos do Estado Crítico, de solo sobreadensado; daí que as amostras suportem resistências máximas (de pico) na ruptura, para depois, com a continuação das deforma

* Essa relação tem a sua correspondência, em outras palavras, a que existe entre resistência: tensões efetivas: teor de umidade.

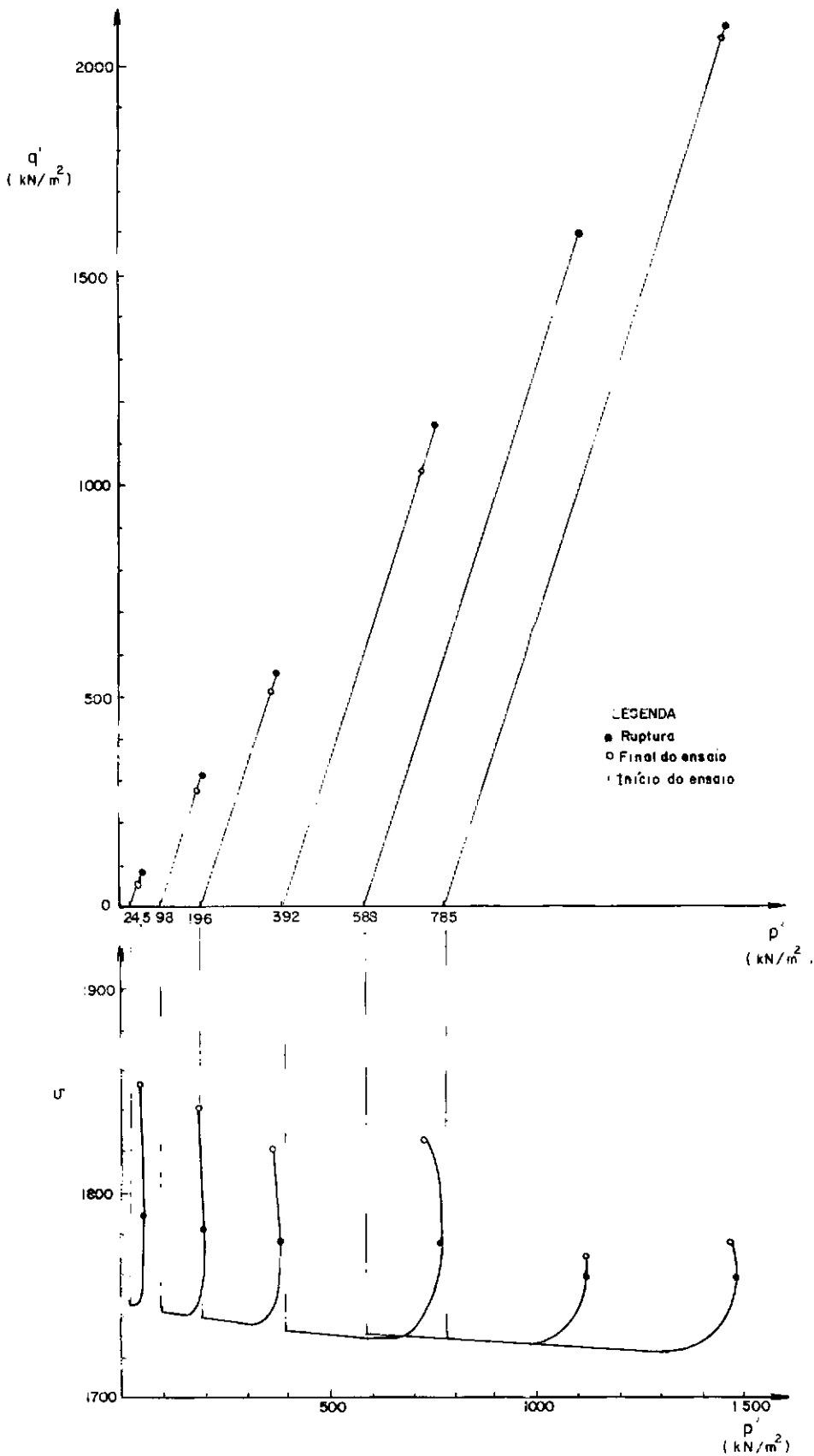


Fig.V.18 - Caminho de tensões e deformações de ensaios triaxiais drenados para a areia de S.Francisco, condição inicial fofa $D_r = 25\%$

ções, perderem paulatinamente suas resistências, diminuindo também as suas taxas de variação volumétrica. A situação limite, correspondente ao Estado Crítico (cfr. II.3.3), não foi atingida nominalmente em nenhum dos ensaios realizados. No entanto, a tendência a essa situação limite foi observada em 4 casos (cfr. V.3.3), principalmente no ensaio Q13L, Fig. V.10, em que com deformações axiais superiores a 25%, o corpo de prova mantinha-se como um cilindro perfeito, apresentando pequena taxa de variação volumétrica e muito pouca variação na resistência.

De qualquer forma, apesar de não se ter conseguido atingir o Estado Crítico, procurou-se com o auxílio da 1ª derivada da relação $\epsilon_v \times \epsilon_a$ ($\delta\epsilon_v / \delta\epsilon_a \times \epsilon_a$) obter-se, através de uma extrapolação, a deformação que corresponderia ao Estado Crítico. A Fig. V.19 mostra a extrapolação realizada que faz esperar no intervalo de 35 a 40% a deformação axial onde o Estado Crítico possivelmente seria observado.

Diante da não disponibilidade de resultados correspondentes ao Estado crítico, buscou-se determinar M, utilizando as hipóteses de um modelo de dilatação semelhante ao de TAYLOR (74), apresentado por POOROOSHASB e ROSCOE (54), e definindo analiticamente como:

$$\frac{q}{p'} = M - \frac{\delta\epsilon_v}{\delta\epsilon_s} \quad \text{ou} \quad \frac{q}{p'} = M - \frac{\frac{\delta\epsilon_v}{\delta\epsilon_a}}{1 - \frac{1}{3} \cdot \frac{\delta\epsilon_v}{\delta\epsilon_a}} \quad (V.2)$$

onde $\epsilon_s = \frac{2}{3} (\epsilon_1 - \epsilon_3)$.

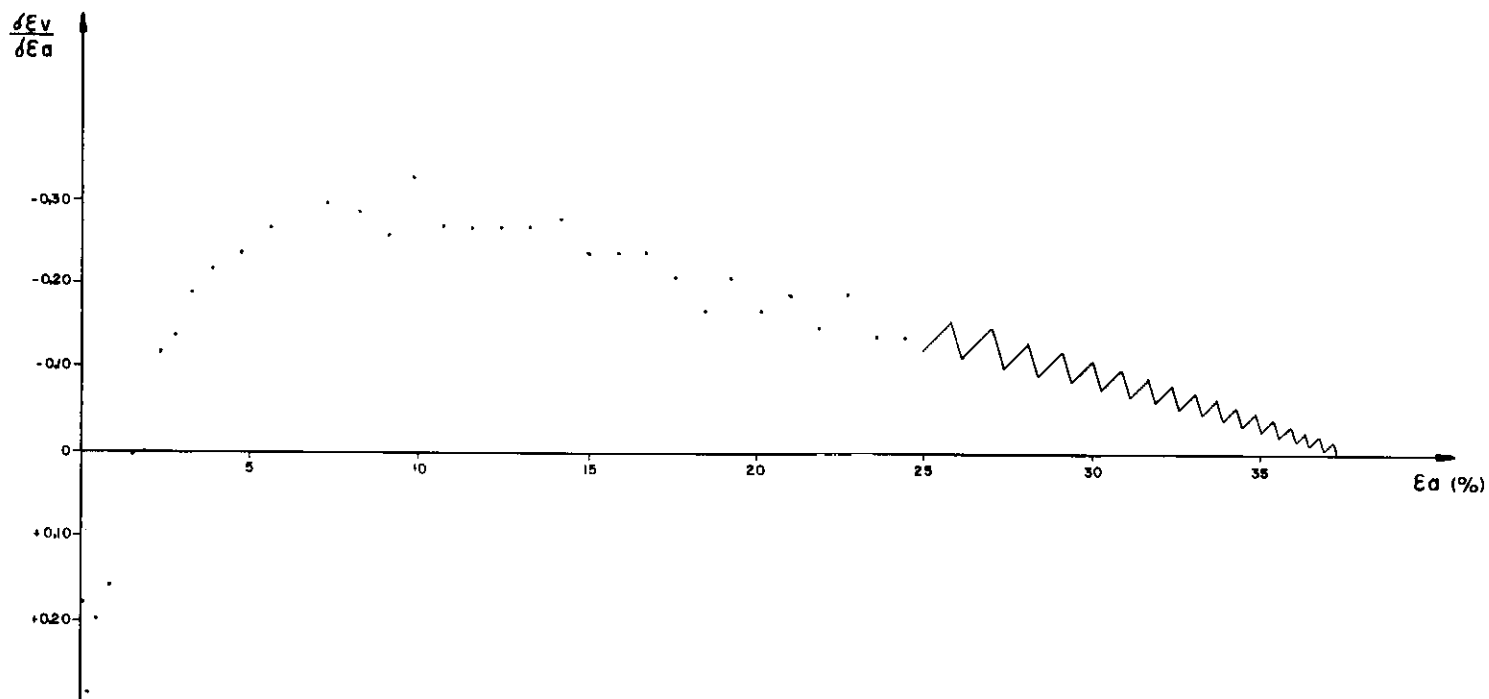


Fig.V.19 - Estimativa da deformação axial correspondente ao estado crítico, usando a 1ª derivada da relação $\epsilon_v \times \epsilon_a$.

Com resultados de alguns ensaios realizados, aplicou-se a equação V.2 a dois pontos particulares. O primeiro deles correspondente à máxima compressão inicial, onde $\delta\epsilon_v/\delta\epsilon_a$ se anula instantaneamente (ponto A da Fig. V.16). A equação V.2 se reduz neste caso a,

$$\frac{q}{p'} = M \quad (V.3)$$

O segundo ponto escolhido foi o relativo à ruptura, máxima tensão desviadora (ponto C da Fig. V.16).

O Quadro V.14 mostra, de acordo com o procedimento explicado acima, os valores de M obtidos e os correspondentes valores de ϕ' , ângulo de resistência ao cisalhamento drenado da envoltória de Mohr-Coulomb, aplicado a ensaios de compressão triaxial segundo a relação:

$$M = \frac{6\text{sen}\phi'}{3-\text{sen}\phi'} \quad (V.4)$$

Os valores de M obtidos mostraram-se bastante consistentes, tanto numa avaliação global de todos os resultados, como em cada ensaio. As diferenças encontradas para as duas condições estudadas, no mesmo ensaio, foram em média de 5% e máxima de 10%.

As médias dos valores de M para as condições de máxima compressão inicial e de ruptura foram, respectivamente, de 1,11 e 1,20 (ou ϕ' de 28° e 31°).

ENSAIO	ϵ_a (%)	$\delta \epsilon_a$ (%)	ϵ_v (%)	$\delta \epsilon_v$ (%)	σ'_1 (kN/m ⁻²)	σ'_3 (kN/m ⁻²)	p' (kN/m ⁻²)	q' (kN/m ⁻²)	M	ϕ' (°)	CONDIÇÃO
Q13L	1,29		0,23		989	392	591	597	1,01		(PONTO A) $\frac{\delta \epsilon_v}{\delta \epsilon_a} = 0$
	1,71	0,42	0,23	0,00	1086	392	624	693	1,11	27,9°	
	2,14	0,43	0,23	0,00	1167	392	650	775	1,19		
	12,0		-2,29		1533	392	772	1141			(PONTO C) $(\frac{q'}{p'})_{\text{máx}}$
	12,85	1,71	-2,52	-0,46	1536	392	773	1143	1,23	30,7°	
	13,71		-2,75		1535	392	773	1142			
Q5L	1,07		0,22		963	392	583	571	0,979		(PONTO A) $\frac{\delta \epsilon_v}{\delta \epsilon_a} = 0$
	1,29	0,22	0,23	0,01	1033	392	606	640	1,06	26,8°	
	1,71	0,42	0,22	-0,01	1144	392	643	752	1,17		
	9,42		-1,93		1505	392	763	1113			(PONTO C) $(\frac{q'}{p'})_{\text{máx}}$
	10,28	1,72	-2,20	-0,53	1506	392	764	1114	1,18	29,5°	
	11,14		-2,46		1505	392	763	113			
Q6L	1,71		0,30		1495	588	890	906	1,02		(PONTO A) $\frac{\delta \epsilon_v}{\delta \epsilon_a} = 0$
	2,14	0,43	0,31	0,01	1642	588	939	1053	1,12	28,2°	
	2,57	0,43	0,30	-0,01	1745	588	974	1156	1,19		
	10,28		-1,58		2128	588	1102	1540			(PONTO C) $(\frac{q'}{p'})_{\text{máx}}$
	11,14	1,72	-1,76	-0,46	2129	588	1102	1541	1,15	28,9°	
	12,0		-1,99		2126	588	1101	1538			

Quadro V.14 - Estimativa de M nos pontos notáveis A e C (Cfr. Fig. V.16)

ENSAIO	ϵ_a (%)	$\delta\epsilon_a$ (%)	ϵ_v (%)	$\delta\epsilon_v$ (%)	σ'_1 (kN/m ⁻²)	σ'_3 (kN/m ⁻²)	p' (kN/m ⁻²)	q' (kN/m ⁻²)	M	ϕ' (°)	CONDIÇÃO
Q7L	2,14		0,34		2135	785	1235	1350	1,09		(PONTO A) $\frac{\delta\epsilon_v}{\delta\epsilon_a} = 0$
	2,57	0,43	0,36	+0,02	2305	785	1291	1520	1,18	29,5°	
	3,00	0,43	0,34	-0,02	2381	785	1317	1597	1,21		
	12,86		-1,61		2881	785	1483	2097			(PONTO C) $(\frac{q'}{p'})_{\max}$
	13,72	1,72	-1,78	-0,34	2884	785	1484	2100	1,23	30,7°	
	14,58		-1,95		2883	785	1484	2099			
Q4L	0,64		0,16		480	196	291	283	0,974		(PONTO A) $\frac{\delta\epsilon_v}{\delta\epsilon_a} = 0$
	0,86	0,22	0,16	0,00	539	196	311	342	1,10	27,7°	
	1,07	0,21	0,16	0,00	575	196	322	379	1,18		
	8,56		-2,25		828	196	407	632			(PONTO C) $(\frac{q'}{p'})_{\max}$
	9,42	1,71	-2,56	-0,60	829	196	407	633	1,24	30,9°	
	10,27		-2,85		827	196	406	631			

Quadro V.14 (cont.)

V.4.3.5 - Avaliação final

A aplicação do modelo do Estado Crítico aos resultados obtidos pode ser assim avaliada:

- i) Os parâmetros N e λ , obtidos no item V.4.3.2 a partir dos resultados do ensaio de adensamento isotrópico, quando confrontados com dados dos ensaios triaxiais realizados conduzem a uma contradição. Essa contradição advém da constatação de alguns ensaios triaxiais apresentarem no plano $v:p'$, pontos bem acima da curva supostamente definidora da compressão virgem (NCL), situação que de acordo com o Estado Crítico seria impossível. Esses resultados levam a crer que não se tenha atingido a linha de compressão virgem e que os valores de λ e N devam ser superiores aos obtidos.
- ii) As condições de Estado Crítico definidas pela equação $\frac{\delta q}{\delta \epsilon_a} = \frac{\delta q}{\delta p'} = \frac{\delta v}{\delta \epsilon_a} = 0$, não foram atingidas em nenhum dos ensaios triaxiais realizados, não permitindo dessa maneira a determinação direta do parâmetro M . Sugere-se para que tal condição possa ser alcançada, fazerem-se ensaios não drenados e/ou ensaios drenados com tensões confinantes elevadas (acima de 400 kN/m^2), ambos os ensaios feitos com bases lubrificadas.
- iii) Estimou-se a grosso modo que a condição do Estado Crítico venha a se dar em torno de 35% de deformação axial para a faixa de tensões confinantes usadas.

iv) A dificuldade da determinação direta do parâmetro M levou o que se lançasse mão de uma estimativa de seu valor a partir do modelo de TAYLOR (74) (ver Fig.V.16), usando-se a correção de POOROOSHASB e ROSCOE (54). Os valores de M obtidos mostraram-se consistentes e dentro da faixa relatada na literatura.

CAPÍTULO VI

CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA FUTURAS PESQUISAS

VI.1 - INTRODUÇÃO

Propôs-se este trabalho contribuir para implementação no meio geotécnico nacional de metodologias mais atualizadas acerca de ensaios de laboratório com materiais granulares, especialmente os relacionados com a resistência ao cisalhamento de areias. Para tanto, uma extensa revisão bibliográfica cobrindo aspectos como preparação de amostras, saturação e lubrificação de extremidades de corpos de prova foi realizada. A par desse esforço, outro não menor foi empreendido no desenvolvimento de uma metodologia que incorporasse tanto quanto possível os melhores procedimentos revelados. Complementarmente, buscou a pesquisa também analisar os resultados obtidos de tensão, deformação e resistência à luz das abordagens da Mecânica dos Solos Tradicional e da Mecânica dos Solos do Estado crítico. Este último desdobramento do trabalho foi encarado sempre como introdutório, ponto de partida para estudos mais aprofundados no futuro.

A metodologia adotada fez uso de alguns equipamentos especialmente construídos para a pesquisa, como o molde quadripartido, adaptado de ROWE e BARDEN (62), e o dispositivo de preparação de amostras por pluviação chamado "chuveiro", adaptado de MIURA e TOKI (44).

O trabalho chamou a atenção ao aspecto dos "fabrics" originados pelos diversos métodos de preparação de amostras existentes e a necessidade de tê-los presente à hora de especificar procedimentos adequados à simulação da realidade.

Ainda sobre metodologia de ensaios, foi mostrada a aplicação prática de relações teóricas entre o parâmetro B (SKEMPTON) e o grau de saturação.

A técnica de extremidades lubrificadas foi objeto de exaustivas investigações quanto aos efeitos da relação altura/diâmetro do corpo de prova, do nº de membranas lubrificadas colocadas nas extremidades e da quantidade de graxa de silicone empregada nos ensaios.

Quanto às análises dos resultados, procedeu-se inicialmente a uma revisão geral simplificada das duas abordagens de comportamento de materiais granulares, uma a que se chamou tradicional e a outra do modelo do Estado crítico. Ambas orientações foram utilizadas na análise dos resultados de forma independente, sem buscar-se confrontações ou comparações entre os modelos.

VI.2 - CONCLUSÕES

Apresenta-se a seguir uma avaliação geral do trabalho em tópicos ordenados, segundo o seu aparecimento no texto.

A - Preparação de Amostras

- O emprego do dispositivo "chuveiro" para preparação de amostras por pluviação foi, ao que parece, um sucesso sobre todos os aspectos (faixa de densidades relativas, 25 - 100%;homogeneidade e repetibilidade dos corpos de prova; facilidade de operação).
- O molde quadripartido, adaptado da concepção de ROWE e BARDEN (62), apresentou também excelente desempenho. Dentre as vantagens do uso do novo molde estão:(1) a de permitir perfeita aderência da membrana às paredes do molde, (2) a possibilidade de desforma sem interferência no "top-cap" - normal ou alargado-e sem traumas de nenhum tipo,(3) a sua transparência que permite o acompanhamento da saturação inicial, e por último,(4) a facilidade de operação. Todas estas características dão ao novo molde uma superioridade e constituem um avanço sobre os moldes tripartidos usuais.

B - Saturação dos Corpos de Prova

- O procedimento adotado de percolação (saturação inicial) mais contra-pressão (saturação final) pode ser considerado altamente satisfatório,uma vez que permitiu que num único dia de trabalho um ensaio completo fosse realizado.

C - Lubrificação das Extremidades ("free-ends")

- O domínio da técnica de extremidades lubrificadas,que como se relatou foi a atividade de mais difícil desenvolvimento, pode ser considerado como praticamente obtido,restando apenas algu

mas dúvidas a sua aplicação sem alterações no caso de areias compactas e relação $H/D = 1,2$. O uso de 2 membranas lubrificadas em cada extremidades, lubrificação essa com uma quantidade ideal de graxa obtida experimentalmente, e relação $H/D = 1,2$, parece ser a combinação certa para se obterem os efeitos benéficos dessa técnica, mormente a possibilidade de conduzir os ensaios até grandes deformações com medidas acuradas de tensão e deformação.

D - Análise de Resultados sob a luz da Mecânica dos Solos Tradicional.

- As análises realizadas foram quase todas baseadas em resultados de ensaios com areia fina quartzosa e na condição inicialmente fofa.
- A areia estudada tem um comportamento bastante dilatante, muito semelhante a da areia de Ottawa, relatado por LEE e SEED(37).
- A tensão confinante crítica (índice "lower" de CASAGRANDE (14) não foi possível ser determinada, devendo ocorrer para tensões confinantes bem mais elevadas que as utilizadas na presente campanha de ensaios.
- A envoltória de Mohr está muito bem definida para a faixa de tensões confinantes em torno de 800 a 1000 kN/m².

E - Análise dos Resultados sob a luz da Mecânica dos Solos do Estado Crítico.

- Foram muito interessantes os resultados e mereceria ser mais explorado, o ensaio de adensamento hidrostático até altas tensões de confinamento. No ensaio realizado tudo indica que não se tenha atingido a "compressão" virgem e portanto os parâmetros λ e N não puderam ser determinados. Não se cuidou de determinar o parâmetro κ no descarregamento.
- Apesar do uso de extremidades lubrificadas, bem poucas vezes se entreviu, para a areia ensaiada, estar-se próximo do estado crítico, impossibilitando a determinação de λ e N a partir dessa condição limite.
- O comentário acima não diminui o valor da contribuição da técnica de extremidades lubrificadas que, como se observou, estende consideravelmente a condução dos ensaios até deformações bastantes superiores às que seriam possíveis em ensaios com corpos de prova de extremidades convencionais.
- Os resultados obtidos para estimativa do parâmetro M a partir da relação de POOROSHAB e ROSCOE (54) foram bastantes consistentes e dentro da faixa de valores esperado. Entretanto, os resultados são pouco para uma avaliação conclusiva.

VI.3 - SUGESTÕES PARA FUTURAS PESQUISAS

Sob o ponto de vista de técnica experimental, sugerem-se para futuros trabalhos:

- Examinar os limites de aplicabilidade do chuveiro para areias graduadas e/ou com finos.
- Estudar o "fabric" originado pelo uso do chuveiro na preparação de amostras mediante a técnica de microscopia e confecção de lâminas.
- Estudar o efeito prático do método de preparação de amostra, na resistência e compressibilidade, analisando diversos procedimentos.
- Utilizar outras técnicas de saturação (percolação de CO_2 e técnica de vácuo diferencial).
- Realizar outros ensaios de adensamento hidrostático até altas tensões de confinamento de modo a se definir a reta de compressão "virgem" e os parâmetros λ e N , e realizar também o descarregamento para se obter o parâmetro κ .
- Realizar ensaios drenados em areias compactas e relação $H/D = 1,2$, na tentativa de esclarecer as dificuldades encontradas no presente trabalho.
- Realizar ensaios de modo a se atingir o estado crítico. Para facilitar esta tarefa, trabalhar com areias fofas e tensões confinantes elevadas (400, 600, 800 kN/m^2) de modo a inibir o carácter dilatante desses materiais.
- Realizar ensaios não drenados.

- Trabalhar com outras areias, de granulometria e constituintes minerais diferentes. Este trabalho seria de grande valia para o meio geotécnico, pois é bastante raro dispor-se de resultados confiáveis, como os que se poderiam obter, seguindo a metodologia proposta.
- Aplicar a técnica de lubrificação a materiais coesivos.

APÊNDICE IILUSTRAÇÃO FOTOGRÁFICA DA TÉCNICA DE ENSAIO

A.I.1 - OBJETIVO

Este apêndice reúne as principais ilustrações sobre o equipamento e técnicas de ensaio utilizadas na presente metodologia de ensaio. Na primeira parte são apresentados os equipamentos utilizados e na segunda são vistos "flashes" da rotina de ensaios adotada, tal como descrita no capítulo IV.

A.I.2 - EQUIPAMENTOS UTILIZADOS

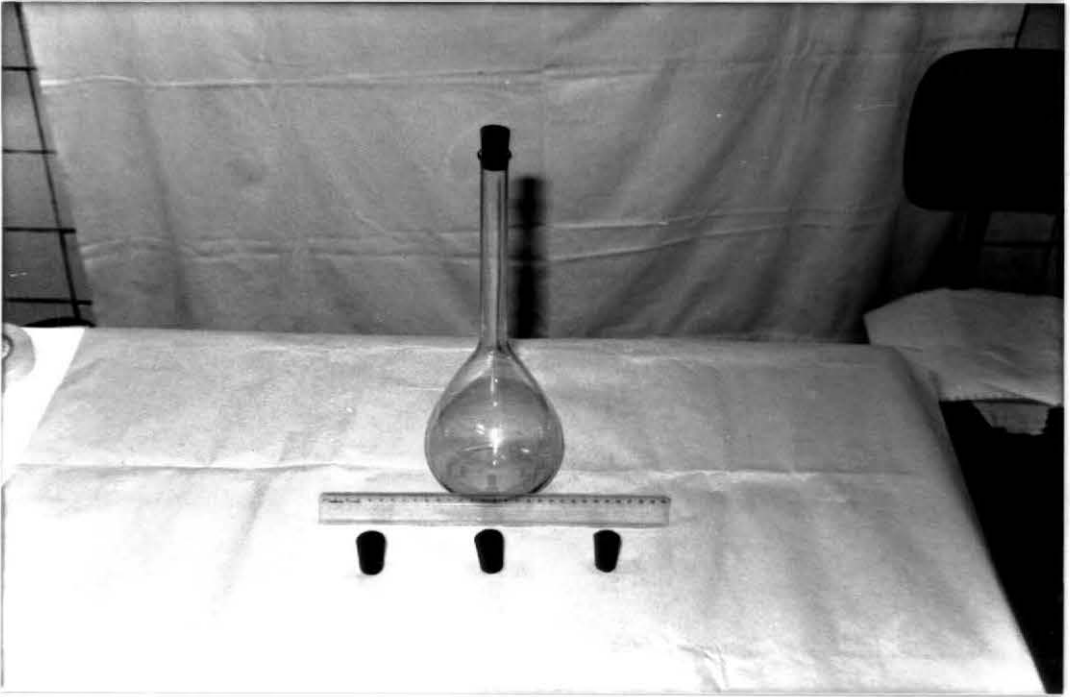


Foto A.I.1 - Método do Frasco: balão de vidro e rolhas perfuradas com diversos diâmetros.



Foto A.I.2 - Funil em cartolina utilizado no "chuveiro" com a bertura (d_f) de 50mm.

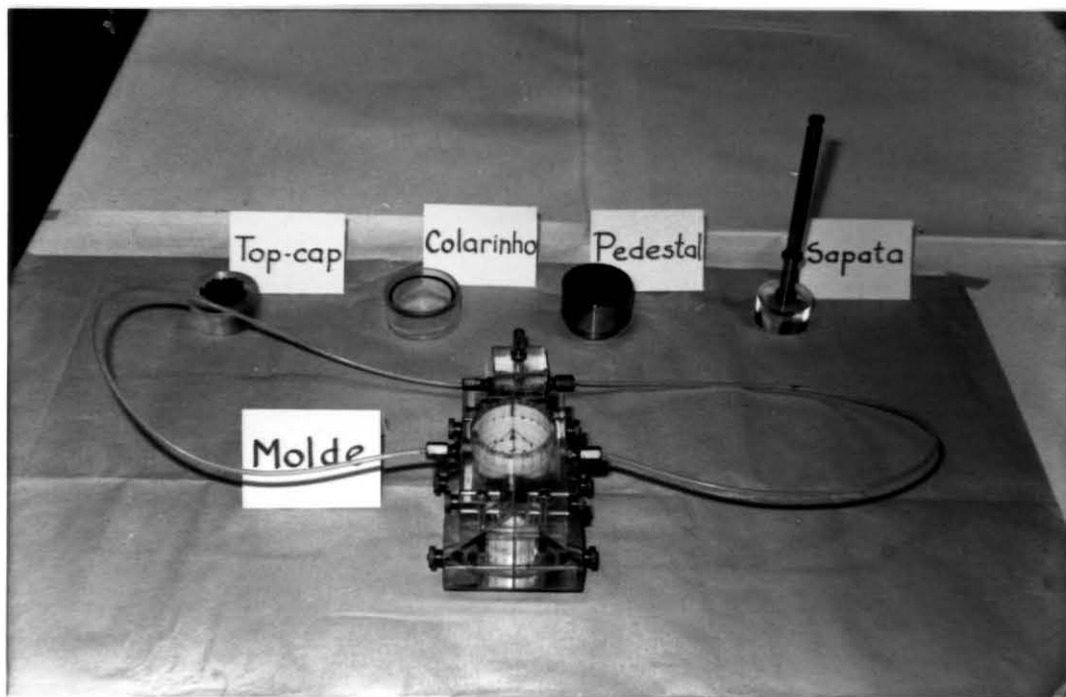


Foto A.I.3 - Molde quadripartido e acessórios para moldagem e ensaio de corpos de prova cilíndricos com diâmetro (D) de 5cm e relação altura/diâmetro (H/D) de 2,0.

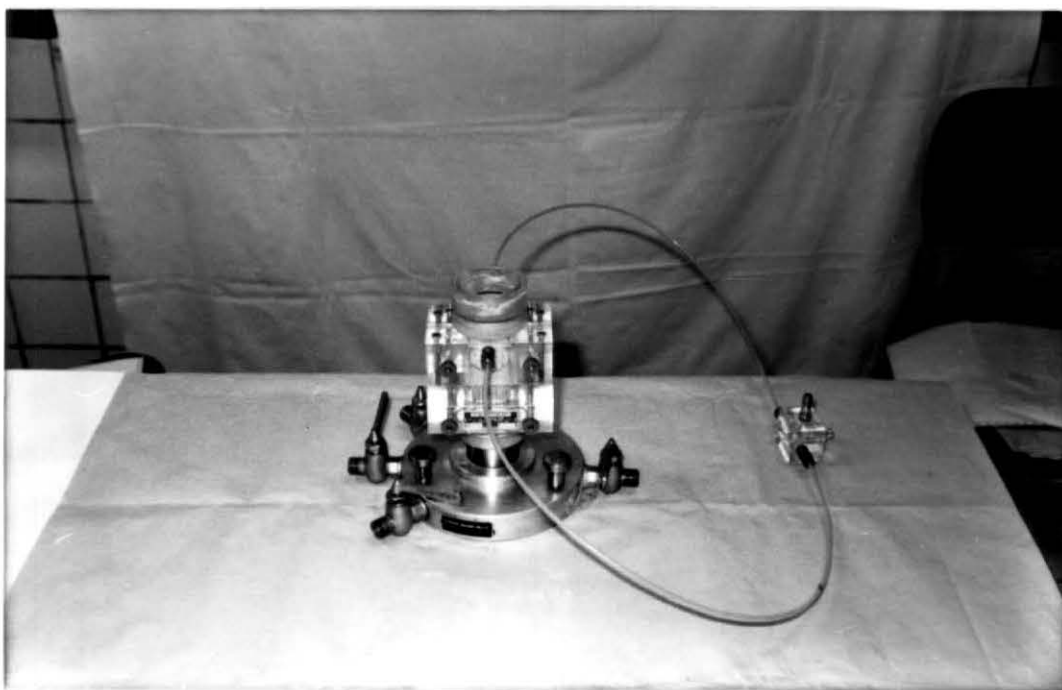


Foto A.I.4 - Conjunto de moldagem montado para forma de corpo de prova cilíndrico, $D=5\text{cm}$ e $H/D=2,0$. Vêem-se base da célula triaxial, pedestal, molde quadripartido e colarinho.

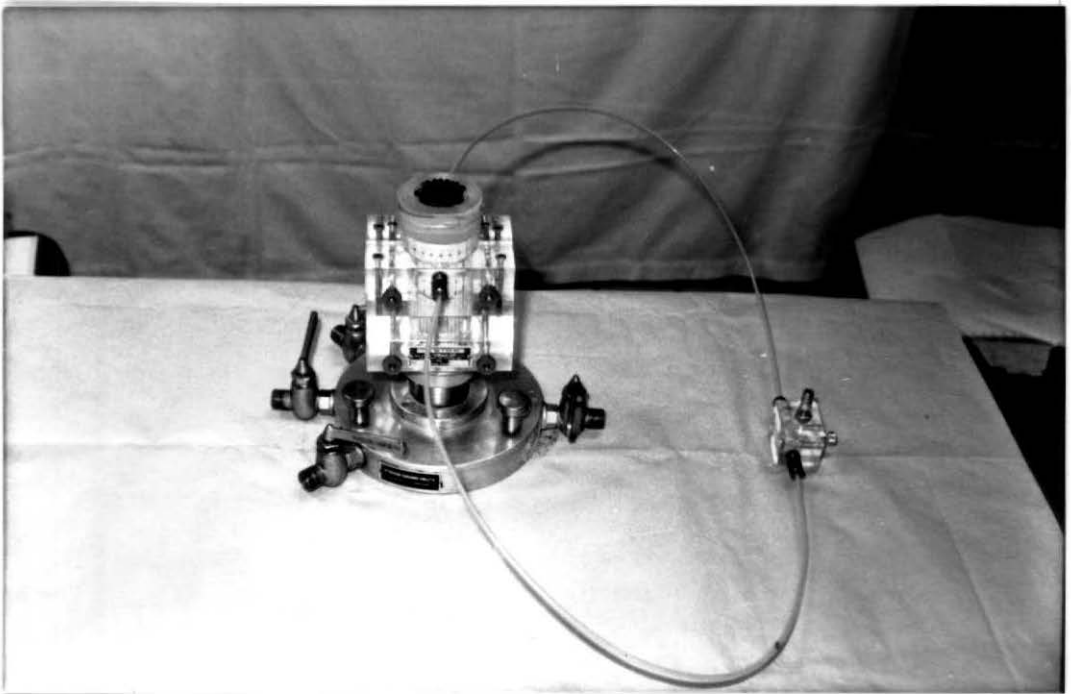


Foto A.I.5 - Conjunto de moldagem montado após forma e imediatamente antes de desforma de corpo de prova cilíndrico, $D=5\text{cm}$ e $H/D=2,0$. Vêem-se base da célula triaxial, pedestal, molde quadripartido e "top-cap" com bilhas em seu rebaixo.

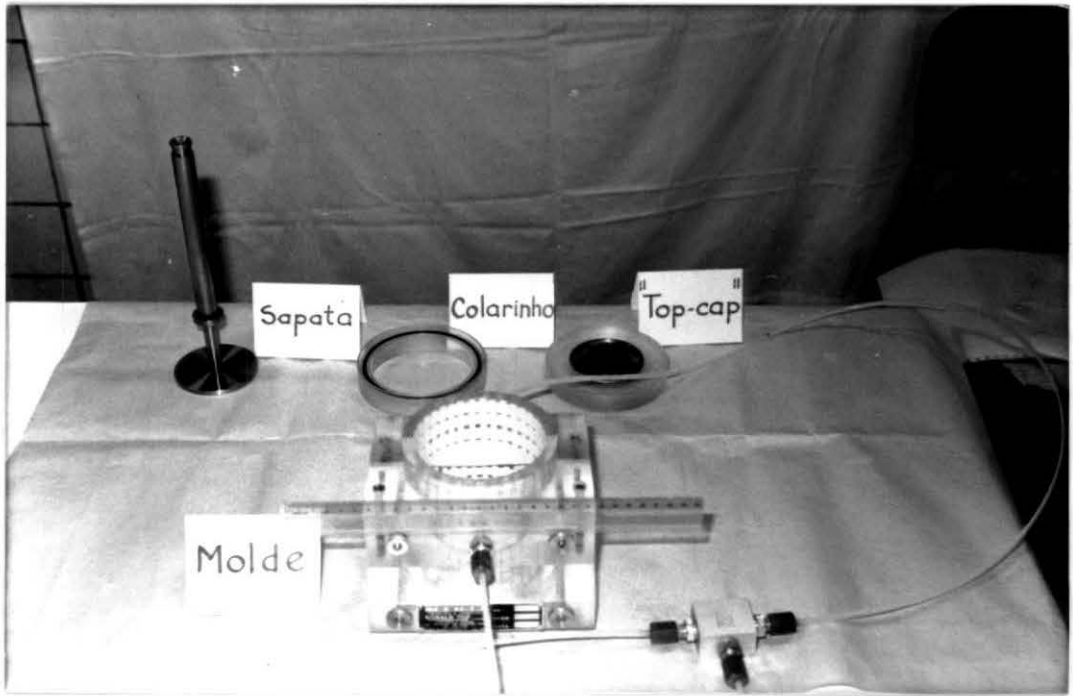


Foto A.I.6 - Molde quadripartido e acessórios para moldagem e ensaio de corpos de prova cilíndricos, $D=10$ cm e $H/D=1,2$.

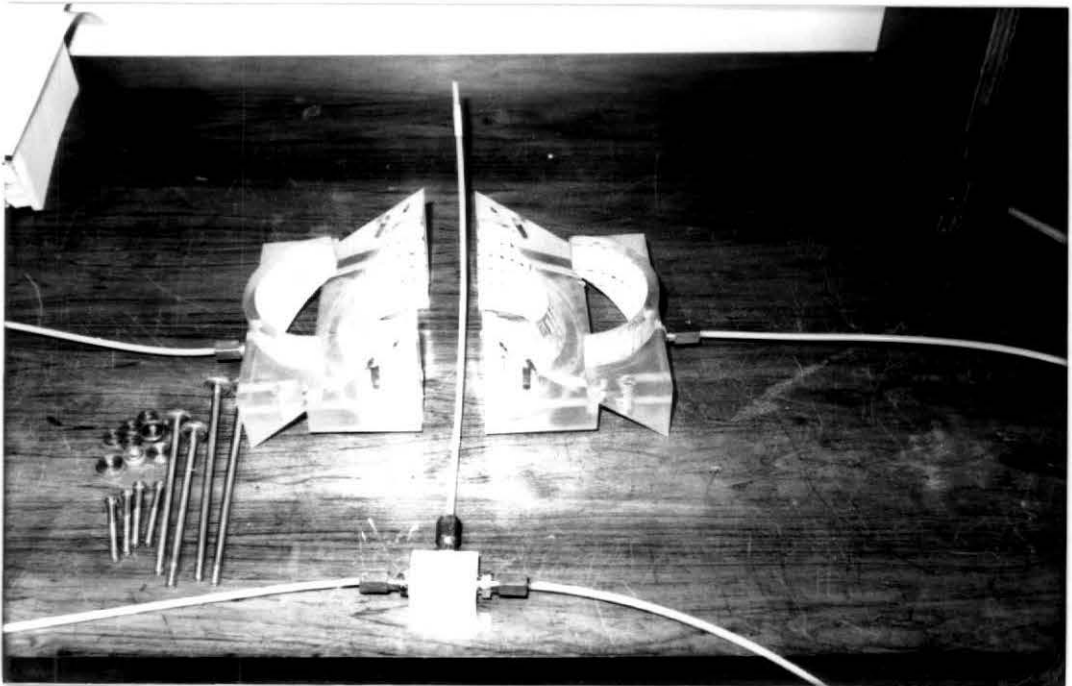


Foto A.I.7 - Molde quadripartido ($D=10$ cm e $H/D=1,2$) desmontado.



Foto A.I.8 - Pedestal alargado para corpos de prova cilíndricos, $D=10\text{cm}$ e $H/D=1,2$, com rebaixo central para pedra porosa, montado sobre a base da célula triaxial.

A.I.3 - "FLASHES" DA ROTINA DE ENSAIO REFERENTES À PREPARAÇÃO E A SATURAÇÃO INICIAL DE CORPO DE PROVA DE A REIA.



Foto A.I.9 - Pedestal preparado, logo após a colocação das membranas lubrificadas e do papel filtro no rebaixo da drenagem central. Vêem-se também, as conexões da base da célula triaxial com o transductor de pressão externo e interno, e a linha de drenagem para o frasco de Kitassato.

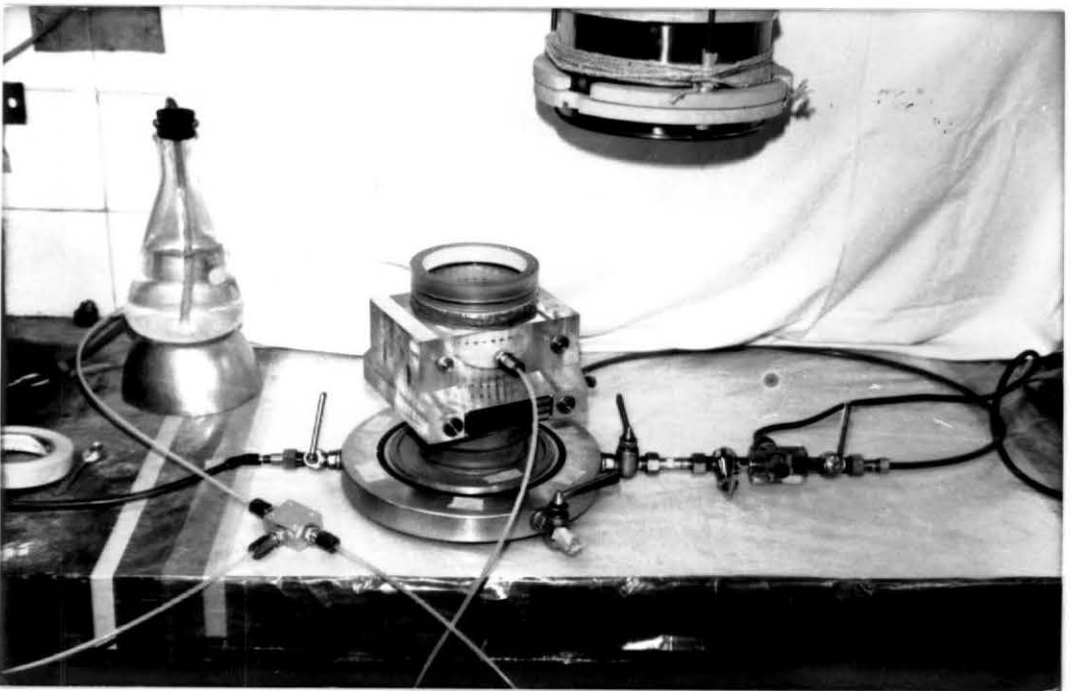


Foto A.I.10 - Conjunto de moldagem montado para forma de corpo de prova cilíndrico, $D=10\text{cm}$ e $H/D=1,2$. Vêem-se base da célula triaxial, pedestal, molde quadriparado e colarinho.



Foto A.I.11 - Chuveiro em operação. Vêem-se funil, peneiras e o arcabouço de sustentação, além do fluxo inicialmente centrado de areia que depois se espalha e produz uma chuva uniforme sobre o molde.



Fig.A.I.12 - Chuveiro imediatamente antes do término da operação de moldagem.



Foto A.I.13 - Conjunto do chuveiro e corpo de prova após o término da operação de moldagem.



Foto A.I.14 - Início da desmoldagem do corpo de prova, após a saturação inicial,removendo-se as duas partes superiores do molde para baixo e para fora, deslizando sobre o plano inclinado.



Foto A.I.15 - Continuação da desmoldagem do corpo de prova, removendo-se as partes inferiores para fora.



Foto A.I.16 - Corpo de prova já desmoldado, completada a saturação inicial, pronto para colocação na célula triaxial.



Foto A.I.17 - Outra vista da foto acima onde se vêem as bilhas no rebaixo do "top-cap".

APÊNDICE IIRESUMO NUMÉRICO E CARACTERÍSTICAS DOS ENSAIOS

A.II.1 - OBJETIVO

Este apêndice apresenta o resumo das principais características dos ensaios realizados. Ele reúne inicialmente os resultados notáveis de cada ensaio, utilizando os parâmetros relativos às duas abordagens teóricas desenvolvidas no capítulo II. Em seguida são apresentadas peculiaridades de alguns ensaios, úteis a se ter em conta à hora de interpretá-los.

A.II.2 - RESUMO NUMÉRICO DOS ENSAIOS REALIZADOS

Os quadros V.II.1 e seguintes apresentam os resultados principais de cada ensaio realizado; cada quadro acha-se dividido em quatro campos principais, além da identificação do ensaio e da configuração do corpo de prova ao final do ensaio.

A - Campos Principais

i) Condições Iniciais

- A compacidade das amostras é expressa em termos de volume específico inicial, v ($V = 1 + e$, onde e = índice de vazios) e do peso específico aparente seco, γ_s . As dimensões do corpo de prova (C.P.) foram determinadas com o C.P. submetido a uma tensão negativa de 20 a 25 kN/m², anteriormente à fase de aden

samento na célula triaxial. O peso seco (γ_s) foi determinado após o ensaio.

- B refere-se ao parâmetro de poro-pressão de SKEMPTON (68), determinado no final da saturação e imediatamente antes da fase de adensamento.

ii) Adensamento

- γ_s e v são, respectivamente, o peso específico aparente seco e o volume específico após a fase de adensamento.

iii) Cisalhamento¹

- Critérios de ruptura: tensão desviadora, σ_d , e relação de tensões principais efetivas maior e menor, σ_1'/σ_3' .
- Deformações na ruptura: deformação axial, ϵ_a , e deformação volumétrica, ϵ_v , determinadas com relação às dimensões do C.P. ao final do adensamento.
- Final de ensaio: são apresentados tensões e deformações do C.P. ao final do ensaio.

iiii) Cisalhamento²

- Ruptura: refere-se ao volume específico na ruptura, v , tensão normal octaédrica de ruptura, p' , e tensão desviadora de ruptura, q' onde $p' = (\sigma_1 + 2 \sigma_3) / 3$, $q' = (\sigma_1 - \sigma_3)$.
- Final do ensaio: os mesmos parâmetros anteriores, tomados ao final do ensaio v , p' e q .

B - Identificação do Ensaio

- A identificação do ensaio é composta de 3 códigos, a saber:

- C.P. de diâmetro de 100 mm - código Q
C.P. de diâmetro de 50 mm - código D
- N° de ordem do ensaio na série Q ou D (série crescente na ordem de execução dos ensaios) - termo numérico de 1 a 23
- Extremidades convencionais - código C
Extremidades lubrificadas - código L













Ex.: Ensaio Q13L: ensaio de um corpo de prova cilíndrico com diâmetro de 100 mm, relação, $H:D = 1,2:1$; n° de ordem na série de 100 mm, igual ao n° 13; e com bases lubrificadas.

C - Observação

- Os espaços vazios correspondem a dados, ou omitidos propositamente, ou dos quais não se tomaram os seus registros.













D - Quadros

- Seguem de 1 a 7 nas páginas seguintes.

Nº DO C.P. DIÂMETRO DO FUNIL (mm)	CONDIÇÕES INICIAIS		SATURAÇÃO / ADENSAMENTO				CISALHAMENTO 1										CISALHAMENTO 2						FORMA DO C.P. AO
							RUPTURA					FINAL DO ENSAIO					RUPTURA			FINAL DO ENSAIO			FINAL DO ENSAIO
	γ_s (kN/m³)	v	B	σ_c (kN/m²)	γ_s (kN/m³)¹	v.	σ_a (kN/m²)	σ_1 (kN/m²)	(σ_1'/σ_3')	ε_a (%)	ε_v (%)	σ_a (kN/m²)	σ_1 (kN/m²)	(σ_1'/σ_3')	ε_a (%)	ε_v (%)	v	p' (kN/m²)	q' (kN/m²)	v	p' (kN/m²)	q' (kN/m²)	
<u>Q1L</u> 55	14,71	1,755	0,92	24,5	14,71	1,755	96	121	4,93	4,7	-2,1	75,5	100	4,07	18,0	-5,4	1,792	57	96	1,850	50	75,5	
<u>Q2L</u> 55			0,92	49	14,72	1,754	161	210	4,28	6,0	-2,1	131	180	3,69	24,8	-7,0	1,791	103	161	1,877	93	131	
<u>Q3L</u> 55			0,97	98	14,75	1,750	305	403	4,11	7,7	-2,3	274	372	3,79	21,4	-5,7	1,790	200	305	1,850	189	274	
<u>Q4L</u> 55			0,95	196	14,77	1,748	632	828	4,22	8,6	-2,3	566	762	3,88	21,4	-5,2	1,788	407	632	1,839	385	566	
<u>Q5L</u> 55			0,95	392	14,82	1,742	1114	1506	3,84	10,3	-2,2	936	1382	3,38	27,4	-5,5	1,781	764	1114	1,838	704	936	
<u>Q6L</u> 55			0,94	588	14,83	1,740	1542	2130	3,62	11,1	-1,8	1453	2044	3,47	20,6	-3,7	1,771	1102	1542	1,805	1074	1453	
<u>Q7L</u> 55			0,94	785	14,86	1,737	2100	2884	3,68	13,7	-1,8	2055	2840	3,62	20,6	-2,9	1,769	1485	2100	1,788	1470	2055	
—																							
—																							
—																							
—																							
—																							













1.- Notação da Mecânica dos Solos Tradicional

2.- Notação da Mecânica dos Solos do Estado Crítico

Nº DO C.P. DIÂMETRO DO FUNIL (mm)	CONDIÇÕES INICIAIS		SATURAÇÃO / ADENSAMENTO				CISALHAMENTO 1										CISALHAMENTO 2						FORMA DO C.P. AO
							RUPTURA					FINAL DO ENSAIO					RUPTURA			FINAL DO ENSAIO			FINAL DO ENSAIO
	γ_s (kN/m ³)	v	B	σ_c (kN/m ²)	γ_s (kN/m ³)	v	σ_d (kN/m ²)	σ_1 (kN/m ²)	(σ_1'/σ_3')	ϵ_s (%)	ϵ_v (%)	σ_d (kN/m ²)	σ_1 (kN/m ²)	(σ_1'/σ_3')	ϵ_s (%)	ϵ_v (%)	v	p' (kN/m ²)	q' (kN/m ²)	v	p' (kN/m ²)	q' (kN/m ²)	
Q8L 55	14,71	1,755	0,93	24,5	14,71	1,755	99	123,5	5,06	7,7	-2,9	73,6	99	4,04	21,4	-6,0	1,806	57,6	99	1,860	49	73,6	
Q9L 55	14,71	1,755	0,94	98	14,74	1,755	303	401	4,09	6,8	-2,3	250	348	3,55	25,7	-7,1	1,791	199	303	1,875	181	250	
Q10L 55	14,71	1,755	0,93	179	14,77	1,748	539	736	3,75	7,7	-2,0	506	702	3,58	15,4	-4,5	1,783	367	539	1,827	356	506	
Q11L 55	14,84	1,739	0,93	196	14,90	1,732	559	755	3,85	8,6	-2,2	517	713	3,64	18,0	-4,8	1,770	382	559	1,815	368	517	
Q12L 55	14,74	1,751	0,96	392	14,85	1,738	1061	1453	3,71	9,4	-2,0	1015	1407	3,59	15,4	-3,6	1,773	746	1061	1,801	731	1015	
Q13L 55	14,71	1,755	0,93	392	14,81	1,743	1143	1536	3,92	12,9	-2,5	1087	1479	3,77	24,9	-4,9	1,787	773	1143	1,828	754	1087	
Q14L 55	14,72	1,754	0,95	588	14,84	1,739	1602	2191	3,72	12,9	-1,8	1601	2190	3,72	14,6	-2,2	1,770	1123	1602	1,777	1122	1601	
—																							
—																							
—																							
—																							
—																							













1.- Notação da Mecânica dos Solos Tradicional

2.- Notação da Mecânica dos Solos do Estado Crítico

Nº DO C.P. — DIÂMETRO DO FUNIL (mm)	CONDIÇÕES INICIAIS		SATURAÇÃO / ADENSAMENTO				CISALHAMENTO 1										CISALHAMENTO 2						FORMA DO C.P. AO FINAL DO ENSAIO
							RUPTURA					FINAL DO ENSAIO					RUPTURA			FINAL DO ENSAIO			
	γ_s (kN/m³)	v	B	σ_c (kN/m²)	γ_s (kN/m³)	v	σ_d (kN/m²)	σ_1 (kN/m²)	(σ_1'/σ_3')	ϵ_o (%)	ϵ_v (%)	σ_d (kN/m²)	σ_1 (kN/m²)	(σ_1'/σ_3')	ϵ_o (%)	ϵ_v (%)	v	p' (kN/m²)	q' (kN/m²)	v	p' (kN/m²)	q' (kN/m²)	
<u>Q15L</u> 8	16,56	1,558	0,94	98	16,59	1,556	970	1068	10,9	11,1	-8,1	951	1049	10,7	13,7	-9,8	1,682	421	970	1,708	415	951	
<u>Q16L</u> 8	16,56	1,558	0,98		16,59	1,556	1101	1199	12,2	10,3	-6,8	- ENSAIO INTERROMPIDO ANTES DA RUPTURA (σ_d máx.)											
<u>Q17L</u> 8	16,52	1,562	0,96		-	-	-	-	-	-	-	- ENSAIO COM DRENAGEM ENTUPIDA + PARCIALMENTE DRENADO											
<u>Q18L</u> 8	16,56	1,558	0,95		16,59	1,556	1483	1581	16,1	12,0	-7,5	1122	1220	12,4	25,7	-11,2	1,673	592	1483	1,731	472	1122	
<u>Q19L</u> 8			0,91		16,59	1,556	887	985	10,0	10,3	-7,5	864	962	9,81	12,8	-9,6	1,673	392	887	1,705	386	864	
<u>Q20L</u> 8			0,95		16,59	1,556	1066	1164	11,9	12,8	-8,6	979	1077	11,0	14,6	-9,6	1,690	453	1066	1,705	424	979	
<u>Q21L</u> 8			0,96		16,59	1,556	1121	1219	12,4	14,5	-8,9	1060	1158	11,81	15,4	-9,5	1,694	472	1121	1,704	451	1060	
<u>Q22L</u> 8			0,93		16,59	1,556	1063	1161	11,8	14,5	-8,9	1056	1154	11,8	16,2	-9,6	1,694	452	1063	1,705	450	1056	
<u>Q23C</u> 8			0,95		16,59	1,556	696	794	8,10	4,2	-2,9	418	516	5,26	11,8	-7,3	1,601	330	696	1,670	237	516	
<u>Q24L</u> 8			0,96		-	-	1337	1435	14,6	12,8	-7,8	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
—																							
<u>D22C</u> 8	16,56	1,558	0,96		16,59	1,556	527	625	6,37	4,4	-3,1	399	497	5,07	12,8	-8,4	1,604	274	527	1,686	231	399	













1.- Notação da Mecânica dos Solos Tradicional

2.- Notação da Mecânica dos Solos do Estado Crítico

Nº DO C.P. — DIÂMETRO DO FUNIL (mm)	CONDIÇÕES INICIAIS		SATURAÇÃO / ADENSAMENTO				CISALHAMENTO 1										CISALHAMENTO 2						FORMA DO C.P. AO
	γ_s (kN/m³)	v	B	G_c (kN/m²)	γ_s (kN/m³)	v.	RUPTURA					FINAL DO ENSAIO					RUPTURA			FINAL DO ENSAIO			FINAL DO ENSAIO
							σ_d (kN/m²)	σ_1 (kN/m²)	(σ_1'/σ_3')	ε_s (%)	ε_v (%)	σ_d (kN/m²)	σ_1 (kN/m²)	(σ_1'/σ_3')	ε_s (%)	ε_v (%)	v	p' (kN/m²)	q' (kN/m²)	v	p' (kN/m²)	q' (kN/m²)	
D1C 32	15,62	1,652	0,96	98	-	-	282	381	3,88	5,0	-1,1	228	327	3,33	12,0	-3,3	-	192	292	-	174	228	
D2L 32			0,96	98	-	-	229	327	3,34	7,5	-2,0	194	292	2,98	18,0	-4,1	-	174	229	-	163	194	
D3L 32			0,97	98	-	-	280	378	3,86	5,5	-1,4	215	307	3,13	15,5	-3,4	-	192	280	-	170	215	
D4L 32			1,00	98	-	-	299	397	4,05	5,6	-1,5	255	299	3,60	21,1	-4,5	-	198	299	-	183	255	
D5L 32			-	98	-	-	281	379	3,87	6,4	-1,8	236	334	3,41	13,8	-3,6	-	192	281	-	177	236	
—																							
—																							
—																							
—																							
—																							
—																							
—																							

1.- Notação da Mecânica dos Solos Tradicional

2.- Notação da Mecânica dos Solos do Estado Crítico

Nº DO C.P. — DIÂMETRO DO FUNIL (mm)	CONDIÇÕES INICIAIS		SATURAÇÃO / ADENSAMENTO				CISALHAMENTO 1										CISALHAMENTO 2						FORMA DO C.P. AO
							RUPTURA					FINAL DO ENSAIO					RUPTURA			FINAL DO ENSAIO			FINAL DO ENSAIO
	γ_s (kN/m³)	v	B	σ_c (kN/m²)	γ_s (kN/m³)	v	σ_d (kN/m²)	σ_1 (kN/m²)	(σ_1/σ_3)	ϵ_s (%)	ϵ_v (%)	σ_d (kN/m²)	σ_1 (kN/m²)	(σ_1/σ_3)	ϵ_s (%)	ϵ_v (%)	v	p' (kN/m²)	q' (kN/m²)	v	p' (kN/m²)	q' (kN/m²)	
D6L 10	16,52	1,562	1,00	98	-	-	439	537	5,48	4,5	-3,3	292	390	3,98	20,0	-10,8	-	245	439	-	195	292	
D7L 10			1,00	98	-	-	418	516	5,26	4,1	-3,3	339	437	4,46	11,5	-7,2	-	237	418	-	211	339	
D8L 10			0,94	98	-	-	385	483	4,93	3,5	-2,3	320	418	-	11,5	-8,3	-	227	385	-	205	320	
D9L 10			0,95	98	-	-	407	505	5,15	6,9	-4,5	-	-	-	-	-	-	234	407	-	-	-	
D10L 10	16,46	1,568	-	98	-	-	408	506	5,16	5,5	-3,2	363	461	4,70	12,0	-8,5	-	201	408	-	219	363	
D11L 14			0,97	196	16,55	1,560	705	901	4,60	71,	-3,6	376	572	2,92	17,1	-8,8	1,616	431	705	1,697	321	376	
—																							
—																							
—																							
—																							
—																							
—																							













1.- Notação da Mecânica dos Solos Tradicional

2.- Notação da Mecânica dos Solos do Estado Crítico

Nº DO C.P. — DIÂMETRO DO FUNIL (mm)	CONDIÇÕES INICIAIS		SATURAÇÃO / ADENSAMENTO				CISALHAMENTO 1										CISALHAMENTO 2						FORMA DO C.P. AO FINAL DO ENSAIO	
							RUPTURA					FINAL DO ENSAIO					RUPTURA			FINAL DO ENSAIO				
	γ_s (kN/m³)	v	B	σ_c (kN/m²)	γ_s (kN/m³)	v	σ_d (kN/m²)	σ_1 (kN/m²)	(σ_1'/σ_3')	ε_o (%)	ε_v (%)	σ_d (kN/m²)	σ_1 (kN/m²)	(σ_1'/σ_3')	ε_o (%)	ε_v (%)	v	p' (kN/m²)	q' (kN/m²)	v	p' (kN/m²)	q' (kN/m²)		
D12L 45	15,01	1,719	-	98	-	-	247	345	3,52	13,8	-2,3	235	3,40	3,40	22,7	-3,7	-	180	247	-	177	235		
—																								
D13L 45			0,99	196	15,11	1,709	489	685	3,50	6,6	-1,4	344	540	2,76	22,2	-5,3	1,733	359	489	1,799	311	344		
D14L 45			0,75	196	-	-	570	766	3,91	7,6	-2,1	484	681	3,47	24,2	-5,6	-	386	570	-	358	484		
D15L 45			0,96	196	-	-	568	763	3,89	9,1	-2,2	563	759	3,87	13,1	-3,2	-	385	568	-	384	563		
D16L 45			0,97	196	15,15	1,703	589	786	4,00	6,1	-1,7	565	761	3,88	12,6	-3,8	1,732	393	589	1,768	384	565		
—																								
D17L 45			0,95	392	-	-	1135	1527	3,89	9,6	-2,4	1134	1526	3,89	10,6	-2,7	-	770	1135	-	770	1134		
D18L 45			-	392	15,84	1,656	1193	1586	4,04	9,0	-1,7	1183	1576	4,02	15,1	-2,9	1,684	790	1193	1,704	787	1183		
—																								
—																								
—																								

1.- Notação da Mecânica dos Solos Tradicional

2.- Notação da Mecânica dos Solos do Estado Crítico

Nº DO C.P. — DIÂMETRO DO FUNIL (mm)	CONDIÇÕES INICIAIS		SATURAÇÃO / ADENSAMENTO				CISALHAMENTO 1										CISALHAMENTO 2						FORMA DO C.P. AO	
							RUPTURA					FINAL DO ENSAIO					RUPTURA			FINAL DO ENSAIO			FINAL DO ENSAIO	
	γ_s (kN/m³)	v	B	σ_c (kN/m²)	γ_s (kN/m³)	v.	σ_d (kN/m²)	σ_1 (kN/m²)	(σ_1'/σ_3')	ϵ_o (%)	ϵ_v (%)	σ_d (kN/m²)	σ_1 (kN/m²)	(σ_1'/σ_3')	ϵ_o (%)	ϵ_v (%)	v	p' (kN/m²)	q' (kN/m²)	v	p' (kN/m²)	q' (kN/m²)		
D19L 45	↑ 15,01 ↓	↑ 1,719 ↓	-	39	-	-	129	169	4,29	6,0	-2,2	-	ENSAIO LEVADO APENAS ATÉ A RUPTURA											
D20L 45			0,98	39	-	-	129	169	4,29	6,6	-2,2	125	164	4,17	16,1	-4,8	-	82	129	-	81	125		
D21L 45			-	39	-	-	149	188	4,81	9,0	-2,8	138	178	4,52	15,6	-4,6	-	89	149	-	85	138		
—																								
—																								
—																								
—																								
—																								
—																								
—																								
—																								
—																								

1.- Notação da Mecânica dos Solos Tradicional

2.- Notação da Mecânica dos Solos do Estado Crítico

A.II.3 - PECULIARIDADES DOS ENSAIOS

Apresentam-se a seguir comentários que podem ser úteis à análise e interpretação dos ensaios realizados. Foram considerados como de rotina os procedimentos contemplados no item IV.4 - metodologia adotada - e, portanto, apenas as variações em relação àquelas técnicas serão objeto de nota, à exceção das informações disponíveis de quantidades de graxa usada nos ensaios com extremidades lubrificadas, e à variação de volume ΔV durante o adensamento.

ENSAIO	GRAXA		ΔV (cm ³)	OBSERVAÇÕES
	TOPO (g)	BASE (g)		
Q1L	NR	NR	0	Este foi o melhor ensaio com extremidades lubrificadas; o c.p. manteve-se cilíndrico até final do ensaio ($\epsilon_a = 25\%$)
Q2L	NR	NR	0,6	
Q3L	NR	NR	2,6	
Q4L	1,75	2,18	3,5	
Q5L	1,97	1,92	6,4	
Q6L	1,46	2,04	7,5	
Q7L	1,40	1,98	7,5	
Q8L	NR	NR	0	
Q9L	1,47	2,09	2,0	
Q10L	1,48	2,10	3,5	
Q11L	1,45	2,21	3,4	
Q12L	1,40	2,12	6,0	
Q13L	1,48	2,06	6,1	
Q14L	1,29	2,15	7,4	Ensaio interrompido em $\epsilon_a = 10,5\%$ p/ inverter a bureta.
Q15L	1,51	2,20	1,2	

NR = não registrado

ENSAIO	GRAXA		V (cm ³)	OBSERVAÇÕES
	TOPO (g)	BASE (g)		
Q16L	1,60	2,26	1,1	Ensaio interrompido antes da ruptura
Q17L	1,94	2,27	1,2	Ensaio abandonado (drenagem entupida e sapata desnivelada)
Q18L	2,11	2,30	1,4	
Q19L	2,10	2,51	1,2	
Q20L	3,06	3,43	1,2	
Q21L	5,61	5,55	1,3	3 membranas em cada extremidade
Q22L	6,10	6,02		Velocidade do ensaio reduzido à metade (0,19mm/min)
Q23L	-	-		Extremidades convencionais
Q24L	3,20	3,03	1,2	
D1L	NR	NR		Extremidades convencionais
D2L				1 membrana em cada extremidade; célula de carga interna
D3L				idem anterior
D4L				ibidem
D5L				célula de carga interna
D6L				1 membrana em cada extremidade
D7L				1 membrana superior; 2 inferiores
D8L				Desaprumo do corpo de prova
D9L				Problemas no engaste do pistão c/a sapata
D11L				Célula de carga interna
D12L				Célula de carga interna; "top-cap" c/ bilhas
D13L				Célula de carga interna; "top-cap" s/bilhas (chapado)
D14L				"Top-cap" s/bilhas (chapado)
D15L				" " " " "
D16L	NR	NR		" " " " "

NR = não registrado

ENSAIO	GRAXA		ΔV (cm ³)	OBSERVAÇÕES
	TOPO (g)	BASE (g)		
D17L	NR	NR		2 membranas superiores, 1 inferior; "top-cap" s/bilhas (chapado)
D18L	↓	↓		Top-cap s/bilhas (chapado)
D20L	↓	↓		" " " " "
D21L	↓	↓		" " " " "
D22L	NR	NR		Extremidades convencionais "Top-cap" chapado s/bilhas

NR = não registrado

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

1. ARTHUR, J.R.F. e DALILI, A., "On the Lubrication of Rubber Surfaces", Géotechnique, technical Note, Vol.29, No. 1, pp. 96-98, 1979.
2. ARTHUR, J.R.F. e MENZIES, B.K., "Inherent Anisotropy in a Sand", Géotechnique, Vol. 22, No. 1, pp. 115-128, 1972.
Em MIURA e TOKI (44).
3. ATKINSON, J.H. e BRANSBY, P.L., The Mechanics of Soils. An Introduction to Critical State Soil Mechanics, Mc Graw-Hill, London, 1st Edition, 375 p., 1978.
4. BARDEN, L. e McDERMOTT, J.W., "The Use of Free Ends in Triaxial Testing on Clays", J. of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol. 91, No. SM6, pp. 1-23, 1965.
5. BEEN, K. e JEFFERIES, M.G., "A State Parameter for Sands", Géotechnique, Vol. 35, No. 2, pp. 99-112, 1985.
6. BISHOP, A.W., "The use of pore-pressure coefficients in practice", Géotechnique, Vol. 4, No.1, pp. 148-152, 1954.
7. BISHOP, A.W., "Correspondence on Shear Characteristics of a Saturated Silt, Measured in Triaxial Compression", Géotechnique, Vol. 4, No.1, pp. 43-45, 1954.

8. BISHOP, A.W. e ELDIN, G., "Undrained Triaxial Tests on Saturated Sands and Their Significance in the General Theory of Shear Strength", Géotechnique, Vol. 2, No. 1, pp. 13-32, 1950.

9. BISHOP, A.W. e GREEN, G.E., "The Influence of End Restraint on the Compression Strength of a Cohesionless Soil", Géotechnique, Vol. 15, No. 3, pp. 243-266, 1965.

10. BISHOP, A.W., e HENKEL, D.J., The Measurement of Soil Properties in the Triaxial Test , Edward Arnold, London, 228 pp., 1962.

11. BLACK, D.K. e LEE, K.L., "Saturating Laboratory Samples by Back Pressure", J. of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol. 99, No. SM1, pp.75-93, 1973.

12. BOLTON, M., A Guide to Soil Mechanics ,Mc Millan, New York, 1979.

13. BREWER, R., Fabric and Mineral Analysis of Soils , Wiley, New York, 1964. Em ODA et al. (51).

14. CASAGRANDE, A., "Characteristics of Cohesionless Soils Affecting the Stability of Slopes and Earth Fills", J. of the Boston Society of Civil Engineers, 1936; re-printed in Contributions to Soil Mechanics 1925-1940 , BSCE, pp. 257-276.

15. CASAGRANDE, A., "The Shearing Resistance of Soils and Its Relation to the Stability of Earth Dams", Proceedings, Soils and Foundation Conference of the U.S. Engineer Department, June, 1938. Em LEE e SEED (37).

16. CESP, "Determinação das Densidades Máxima e Mínima de Materiais Granulares", Método de Ensaio MSL-11, Laboratório de Engenharia Civil, Ilha Solteira, São Paulo, 18 p.

17. CHANEY, R.C., STEVENS, E. e SHETH, N., "Suggested Test Method for Determination of Degree of Saturation of Soil Samples by B Value Measurement", Geotechnical Testing Journal. ASTM, Vol. 2, No. 3, pp. 158-162, 1979.

18. COSTA FILHO, L. de M., "Measurement of Axial Strains in Triaxial Tests on London Clay", Geotechnical Testing Journal, ASTM, Vol. 8, No. 1, pp. 3-13, 1985.

19. DATTA, M., GULHATI, S.K. e RAO, G.V., "Crushing of Calcareous Sands during Shear", Proceedings, 11th Annual Offshore Conference Technology, Houston, Texas, Paper OTC 3525, pp. 1459-1462, 1979.

20. DUNCAN, J.M. e DUNLOP, P., "The Significance of Cap and Base Restraint", J. of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol. 94, No. SM1, pp. 271-290, 1968.

21. DUNCAN, M. e SEED, H.B., "Corrections for Strength Test Data", J. of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol. 93, No. SM5, pp. 121-137, 1967.

22. FREDLUND, D.G., "Density and Compressibility Characteristic of Air-Water Mixtures", Canadian Geotechnical Journal, Vol. 13, pp. 386-396, 1976. Em RAD e CLOUGH (55).

23. FRYDMAN, S., ZEITLEN, J.G. e ALPAN, I., "The Membrane Effect in Triaxial Testing of Granular Soils", J. of Testing and Evaluation, Vol. 1, No. 1, pp. 37-41, 1973. Em LADE E HERNANDEZ (32).

24. GERRARD, C.M., "Some Aspects of the Stress Strain Behavior of a Sand", J. of the Australian Road Research Board , Vol. 3, No. 4, pp. 67-90, 1967. Em LADE (30).

25. HABIB, P., "Influence de la Variation de la Contrainte Principale Moyenne sur la Resistance au Cisaillement des Sols", Proceedings, 3rd International Conference on Soil Mechanics and Foundations Engineering, Vol. I, pp. 131-136, 1953. Em LADE (30).

26. HILF, J.W., "Estimating Construction Pore Pressure in Rolled Earth Dams", Proceedings, 2nd International Conference on Soil Mechanics and Foundations Engineering, Vol. III, pp. 234-240, 1948. Em RAD e CLOUGH (55).

27. KOLBUSZEWSKI, J.J., "An Experimental Study of Maximum and Minimum Porosities of Sands", Proceedings, 2nd International Conference on Soil Mechanics and Foundations Engineering, Vol. 1, pp. 158-165, 1948.

28. LADD, R.S., "Specimen Preparation and Liquefaction of Sands", J. of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Technical Notes, Vol. 100, No. GT10, pp.1180-1184, 1974.

29. LADD, R.S., "Preparing Test Specimens Using Undercompaction", Geotechnical Testing Journal, ASTM, Vol. 1, No. 1, pp. 16-23, 1978.

30. LADE, P.V., "The Stress-Strain and Strength Characteristics of Cohesionless Soils", Ph.D. Thesis, University of California, Berkeley, 1972.

31. LADE, P.V. e DUNCAN, J.M., "Cubical Triaxial Tests on Cohesionless Soil", J. of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, Vol. 99, No. SM10, pp. 793 - 812, 1973.

32. LADE, P.V. e HERNANDEZ, S.B., "Membrane Penetration Effects in Undrained Tests", J. of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 103, No. GT 2, pp. 109-125, 1977.

33. LAMBE, T.W. e WHITMAN, R.V., Soil Mechanics , John Wiley and Sons, New York, 1969.
34. LEE, K.L., "End Restraint Effects on Undrained Static Triaxial Strength of Sands", J. of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Technical Notes, Vol. 104, No. GT6, pp. 687-704, 1978.
35. LEE, K.L., MORRISON, R.A. e HALEY, S.C., "A Note on the Pore Pressure Parameter B", Proceedings of the Seventh International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. 1, pp. 231-238, 1969.
36. LEE, K.L. e SEED, H.B., "Discussion of 'Importance of Free Ends in Triaxial Testing' by Peter W. Rowe and Laing Barden", J. of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, Vol. 90, Np. SM6, pp. 173-175, 1964.
37. LEE, K.L. e SEED, H.B., "Drained Strength Characteristics of Sands", J. of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, Vol. 93, No. SM6, pp. 117-141, 1967.
38. LINS, A.H.P., "Ensaaios Triaxiais de Compressão e Extensão na Argila Cinza do Rio de Janeiro, em Botafogo", Tese M.Sc., COPPE/UFRJ, 1980.
39. LIPSON, C. e SHETH, N.J., Statistical Design and Analysis of Engineering Experiments , Mc Graw Hill, New York , 1973.

40. LOWE III.J. e JOHNSON, T.C., "Use of Back Pressure to Increase Degree of Saturation of Triaxial Test Specimens", ASCE, Research Conference on Shear Strength of Cohesive Soils, Boulder, Colorado, USA, pp. 819-836, 1960.
41. MAHLER, C.F. e PEREIRA, J.H.F., "Comentários sobre a Simulação do Enchimento do Reservatório de Barragens de Terra e Enrocamento pelo Método dos Elementos Finitos", XV Seminário Nacional de Grandes Barragens, Vol. 2, pp. 149-167, 1983.
42. MAHMOOD, A., MITCHELL, J.K. e LINDBLOM, U., "Effect of Specimen Preparation Method on Grain Arrangement and Compressibility in Sand", Soil Speciment Preparation for Laboratory Testing, ASTM STP 599, pp.169-192, 1976.
43. MAKHLOUF, H.M. e STEWART, J.J., "Factos Influencing the Modulus of Elasticity of Dry Sand", Proceedings, 6th International Conference on Soil Mechanics and Foundations Engineering, Vol. I, pp. 298-302, 1965. Em LADE (30).
44. MIURA, S. e TOKI, S., "A Sample Preparation Method and Its Effect on Static and Cyclic Deformation-Strength Properties of Sand", Soils and Foundations, Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. 22 , No. 1, pp. 61-77, 1982.

45. MULILIS, J.P., CHAN, C.K. e SEED, H.B., "The Effects of Method of Sample Preparation on the Cyclic Stress-Strain Behavior of Sands", Report No. EERC 75-18, Univ. of California, 1975. Em MIURA E TOKI (44)

46. MULILIS, J.P., SEED, H.B., CHAN, C.K., MITCHEL, J.K. e ARULANANDAN, K., "Effects of Sample Preparation on Sand Liquefaction", J. of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 103, No. GT2, pp. 91-108, 1977.

47. ODA, M., "Initial Fabrics and Their Relations to Mechanical Properties of Granular Material", Soils and Foundations, Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. 12, No.1, pp. 17-36, 1972.

48. ODA, M., "The Mechanism of Fabric Changes During Compression Deformation of Sand", Soils and Foundations, Japanese Society of Soil Mechanics and Foundations Engineering, Vol. 12, No. 2, pp. 1-18, 1972.

49. ODA, M. e KOISHIKAWA, I., "Strength Anisotropy of Sand Ground and Its Significance in Soil Engineering", 1978. Em MIURA e TOKI (44).

50. ODA, M., KOISHIKAWA, I. e HIGUCHI, T., "Experimental Study of Anisotropic Shear Strength of Sand by Plane Strain Test", Soils and Foundations, Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol, 18, No. 1, pp 25-38, 1978.

51. ODA, M., KONISHI, J. e NEMAT-NASSER, "Some Experimentally based Fundamental Results on The Mechanical Behavior of Granular Materials", Géotechnique, Vol. 30, No. 4, pp. 479-495, 1980.
52. PACHECO, E.B., "Estudo da Resistência ao Cisalhamento e Densidade Relativa de Areias e Suas Correlações com o SPT", Tese M.Sc., COPPE/UFRJ, 1978.
53. PARRY, R.H.G., "Correspondence on the yielding of soils", Géotechnique, Vol. 8, No.1, pp. 183-186, 1958.
54. POOROOSHASB, H.B. e ROSCOE, K.H., "The Correlation of the Results of Shear Tests with Varying Degrees of Dilation", Proceedings, 5th International Conference on Soil Mechanic and Foundation Engineering, Vol. 1, pp. 297 - 304, 1961.
55. RAD, N.S. e CLOUGH, G.W., "New Procedure for Saturating Sand Specimens", J. of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 110, No. 9, pp. 1205-1218, 1984.
56. RAJU, V.S. e SADASIVAN, S.K., "Membrane Penetration in Triaxial Tests on Sands", J. of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Technical Notes, Vol. 100, No. GT4, pp. 482-489, 1974.

57. RAJU, V.S., SADASIVAN, S.K. e VENKATARAMAN, M., "Use of Lubricated and Conventional End Platens in Triaxial Tests on Sands", Soils and Foundations, Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. 12 , No. 4, pp. 35-43, 1972.
58. REYNOLDS, O., "The Dilating of Media Composed of Rigid Particles in Contact", Philosophical Magazine, S.5, Vol. 20, No. 127, pp. 469-481, 1885.
59. ROSCOE, K.H., SCHOFIELD, A.N. e THURAIRAJAH, A., " An Evaluation of Test Data for Select Criterion for Soils", Proceedings, Symposium on Laboratory Shear Testing of Soils, ASTM, Special Technical Publication, No. 361, pp. 111-128, 1963. Em RAJU e SADASIVAN (56).
60. ROWE, P.W., "The Stress-Dilatancy Relation for Static Equilibrium of an Assembly of Particles in Contact" , Proceedings, Royal Soc. of London, Series A, Vol. 269 , pp. 500-527, 1962.
61. ROWE, P.W., "The Relation Between the Shear Strength of Sands in Triaxial Compression, Plane Strain and Direct Shear", Géotechnique, Vol, 19, No. , pp. 75-86, 1969.
62. ROWE, P. e BARDEN, L., "Importance of Free Ends in Triaxial Testing", J. of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, Vol. 90, No. SM1, pp. 1-27, 1964.

63. ROWE, P.W. e BARDEN, L., "Discussion of 'Drained Strength Characteristics of Sands' by Kenneth L. Lee and H. Bolton Seed", J. of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, Vol. 95, No. SM1, pp. 353-359, 1969.

64. RUTLEDGE, P.C., "Cooperative Triaxial Shear Research Program, Progress Report on Soil Mechanics Fact Finding Survey", Corps of Engrs., U.S. Dept. of Army, Waterways Experiment Station, Vicksburg, Miss., 1947. Em LEE e SEED (37).

65. SARSBY, R.W., KALTEZIOTIS, N. e HADDAD, E.H., "Bedding Error in Triaxial Tests on Granular Media", Géotechnique, Technical Note, Vol. 30, No. 3, pp. 302-309, 1980.

66. SCHUURMAN, E., "The Compressibility of an Air/Water Mixture and a Theoretical Relation Between Air and Water Pressure", Géotechnique, Vol.16, No. 4, pp. 269 - 281, 1966. Em RAD e CLOUGH (55).

67. SCOTT, C.R., An Introduction to Soil Mechanics and Foundation, 2nd Edition.

68. SKEMPTON, A.W., "The Pore Pressure Coefficients A and B", Géotechnique, Vol. 4, No. 4, pp. 143-147, 1954.

69. SKINNER, A.E., "A Note on the Influence of Interparticle Friction on the Shearing Strength of a Random Assembly of Spherical Particles", Géotechnique, Vol. 19, pp. 150 - 157, 1969.

70. SOUZA PINTO, C., Resistência ao Cisalhamento dos Solos ,
publicação EPUSP, 1966.
71. STRACHAN, P., "Alternative Test Method for Ensuring Full
Saturation in Triaxial Samples", Geotechnical Testing
Journal, ASTM, Technical Note, Vol. 8, No. 1, pp. 43 -
46, 1985.
72. STROUD, M.A., "The Behaviour of Soils in Simple Shear" ,
Ph.D. Thesis, University of Cambridge, 1971. Em
ATKINSON e BRANSBY (3).
73. TATSUOKA, F., IWASAKI, T., YOSHIDA, S., FUKUSHIMA, S. e
SUDO, H., "Shear Modulos and Damping by Drained Tests
on Clean Sand Specimens Reconstituted by Various
Methods", Soils and Foundations, Proceedings, Japanese
Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering ,
Vol. 19, No. 1, pp. 39- , 1979.
74. TAYLOR, D.W., Fundamentals of Soil Mechanics , John Wiley
and Sons, Inc., New York, 1948.
75. VARGAS, M., "O Uso dos Limites de Atterberg na Classifica-
ção dos Solos Tropicais", VII Congresso Brasileiro de
Mecânica dos Solos e Fundações, Recife, 1982.
76. VESIC, A.S. e CLOUGH, G.W., "Behavior of Granular Materials
Under High Stresses", J. of the Soil Mechanics and
Foundations Division, ASCE, vol. 94, No. SM3, pp. 661 -

688, 1968.

77. WISSA, A.E.Z., "Pore Pressure Measurement in Saturated Stiff Soils", J. of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol. 95, No. SM4, pp. 1063-1073, 1969.
78. WISSA, A.E.Z. e LADD, C.C., "Shear Strength Generations in Stabilized Soils", Research Report R65-17, MIT, 1965.